المملكة العربية السعودية
المؤسسة العامة للتدريب التقني والمهني
الإدارة العامة لتصميم وتطوير المناهج



تخصص التقنية المدنية

إنشاءات خرسانية

٢٥١ مدن

طبعة ١٤٢٩ هـ

مقدمة

الحمد لله وحده، والصلاة والسلام على من لا نبي بعده، محمد وعلى آله وصحبه، وبعد:

تسعى المؤسسة العامة للتدريب التقني والمهني لتأهيل الكوادر الوطنية المدربة القادرة على شغل الوظائف التقنية والفنية والمهنية المتوفرة في سوق العمل، ويأتي هذا الاهتمام نتيجة للتوجهات السديدة من لدن قادة هذا الوطن التي تصب في مجملها نحو إيجاد وطن متكامل يعتمد ذاتياً على موارده وعلى قوة شبابه المسلح بالعلم والإيمان من أجل الاستمرار قدماً في دفع عجلة التقدم التنموي: لتصل بعون الله تعالى لمصاف الدول المتقدمة صناعياً.

وقد خطت الإدارة العامة لتصميم وتطوير المناهج خطوة إيجابية تتفق مع التجارب الدولية المتقدمة في بناء البرامج التدريبية، وفق أساليب علمية حديثة تحاكي متطلبات سوق العمل بكافة تخصصاته لتلبي متطلباته ، وقد تمثلت هذه الخطوة في مشروع إعداد المعايير المهنية الوطنية الذي يمثل الركيزة الأساسية في بناء البرامج التدريبية، إذ تعتمد المعايير في بنائها على تشكيل لجان تخصصية تمثل سوق العمل والمؤسسة العامة للتدريب التقني والمهني بحيث تتوافق الرؤية العلمية مع الواقع العملي الذي تفرضه متطلبات سوق العمل، لتخرج هذه اللجان في النهاية بنظرة متكاملة لبرنامج تدريبي أكثر التصاقاً بسوق العمل، وأكثر واقعية في تحقيق متطلباته الأساسية.

وتتناول هذه الحقيبة التدريبية " **إنشاءات خرسانية** " لمتدربي تخصص " **التقنية المدنية**" في الكليات التقنية موضوعات حيوية تتناول كيفية اكتساب المهارات اللازمة لهذا التخصص.

والإدارة العامة لتصميم وتطوير المناهج وهي تضع بين يديك هذه الحقيبة التدريبية تأمل من الله عز وجل أن تسهم بشكل مباشر في تأصيل المهارات الضرورية اللازمة، بأسلوب مبسط يخلو من التعقيد، وبالاستعانة بالتطبيقات والأشكال التي تدعم عملية اكتساب هذه المهارات.

والله نسأل أن يوفق القائمين على إعدادها والمستفيدين منها لما يحبه ويرضاه؛ إنه سميع مجيب الدعاء.

الإدارة العامة لتصميم وتطوير المناهج

تمهيد

إنني أحمد الله حمدا كثيرا ،وأتجه إليه بأجمل الثناء وأعمقه وأعظم الشكر وأصدقه أن وفقني جل وعلا إلى إنجاز هذه المادة العلمية والتي لم أجد مناطا من أن أضع خبرتي الطويلة التي تناهز ثلاثين عاما في مجال تصميم المنشآت من خلال التدريس في الجامعات بالإضافة إلى تصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية العديدة والمختلفة ولقد توخيت أسلوب الدقة والبساطة أثناء إعداد هذه الحقيبة حيث تم تقديم شرح أسس تحليل وتصميم المباني الخرسانية المسلحة بطرق مبسطة وجديدة وذلك لتقديمها لمتدربي الكليات التقنية بقسم التقنية المدنية والمعمارية.

ومن المعلوم أن هناك طريقتين لتصميم هذا النوع من المباني الخرسانية المسلحة وتتلخص في الآتي :

الطريقة الأولى:

وتعرف بطريقة إجهادات التشغيل (Working Stress Design Method) والتي تعتمد على نظرية المرونة (Theory of Elasticity) والمعروفة بنظرية الإجهادات ذات الخط المستقيم وهي متبعة في اللائحة الإنجليزية والألمانية والمصرية.

الطريقة الثانية:

وتعرف بنظرية المقاومة القصوى ((Ultimate Strength Design Method (U.S.D.M.) وهذه النظرية معروفة أيضا بطريقة التصميم بحالات الحدود القصوى.ومسموح باستخدامها في أمريكا وفي المملكة المتحدة (بريطانيا) منذ عام ١٩٧٢م وذلك من خلال اللائحة القياسية البريطانية Bs 8110 و CP. 110. وقد سمحت اللائحة القياسية المصرية أيضا باستخدام طريقة التصميم بحالات الحدود القصوى المحدودة للخرسانة المسلحة.

وستقتصر هذه الحقيبة على استخدام الطريقة الأولى (طريقة إجهادات التشغيل) وذلك طبقا للمنهج التفصيلي المعتمد لهذه الحقيبة. وسيتم شرح هذه الطريقة باختصار وتوضيحها بأمثلة مبسطة وسهلة الفهم مع الالتزام في الوقت ذاته بالنظام المتري. حيث :

طن/ سم٢ = ١٠ كيلو نيوتن/ سم٢   طن . م = ١٠ كيلو نيوتن .م

كجم..م = كيلو نيوتن . سم   كجم..سم = ١٠ نيوتن . سم.

وتعتبر معرفة المبادئ الأساسية في تصميم المنشآت الخرسانية المسلحة دون الدخول في التفاصيل والتعمق في النظريات من الأمور المهمة التي يجب أن يلم بها المشرف والمهندس والمصمم وكذلك المهندس المعماري. فلا شك في أن معرفة أسس الحسابات الإنشائية وطرق توزيع صلب التسليح بالشكل الصحيح والمناسب

في أعضاء المنشأ يساعد المهندس على اكتشاف العيوب والأخطاء وإعطاء التعليمات الصحيحة لحل مشكلات التسليح التي قد تحدث أثناء الإنشاء.

وهذه الحقيبة تتناول أساسيات التحليل الإنشائي وأساسيات التصميم للعناصر الإنشائية الرئيسة لأي مبنى وخاصة السكني أو الإداري منها. وتتلخص الأساسيات في التصميم للأسقف وللكمرات وللبلاطات وللأعمدة وللأساسات وللحوائط الساندة وذلك باستخدام المعايير التصميمية طبقا للمواصفات القياسية.

الهدف العام من المقرر:

يهدف هذا المقرر إلى تعليم المتدرب أساسيات التحليل والتصميم الإنشائي المبسط للعناصر الإنشائية البسيطة المختلفة لمبنى سكني أو مبنى إداري ، حتى يتمكن المتدرب من ممارسة العمل ،بعد التخرج، في مجال التقنية المدنية والأعمال الهندسية الإنشائية.

إنشاءات خرسانية

مبادئ التصميم الإنشـــائي للعناصر الخرسانية

مبادئ التصميم الإنشـــائي للعناصر الخرسانية

١

الجدارة:

تتناول هذه الوحدة دراسة مبادئ التصميم الإنشائي للعناصر الخرسانية ومعرفة أنواع الإنشاءات الخرسانية والخواص الميكانيكية للخرسانة و حديد التسليح. وأيضا دراسة نظريات التصميم المختلفة ومعامل الأمان.

الأهداف:

بعد انتهاء المتدرب من دراسة هذه الوحدة يكون قادراً على :

١)أن يتعرف المتدرب على أنواع الأحمال المؤثرة على العناصر الإنشائية المختلفة.

٢)أن يكون المتدرب قادرا على عمل التصميم الإنشائي المبسط للعناصر الإنشائية البسيطة.

٣)أن يتعرف المتدرب على الإجهادات القصوى وكذلك على إجهادات التشغيل المسموح بها طبقا للمواصفات القياسية.

٤)أن يتعرف المتدرب على الأعضاء الإنشائية المختلفة المكونة لأنواع الإنشاءات لخرسانية.

٥)أن يتعرف المتدرب على نظريات التصميم المختلفة ومعامل الأمان.

مستوى الجدارة:

بعد انتهاء المتدرب من دراسة هذه الوحدة يكون قادراً على:

١) تصنيف الأحمال المؤثرة على المنشآت إلى أحمال رئيسة وإلى أحمال ثانوية.

٢) تصنيف وتحديد إجهادات الضغط للخرسانة طبقا لنتائج اختبارات العينات القياسية.

٣) تحديد العلاقة بين الإجهاد والانفعال للخرسانة.

٤) تصنيف صلب التسليح للخرسانة ومعرفة خواصه الميكانيكية وكذلك معرفة أقطار وأوزان ومساحات أسياخ صلب التسليح.

الوقت المتوقع لإنجاز الجدارة: أسبوع ونصف

متطلبات الجدارة.

دراسة مقرر خواص واختبارات المواد.

دراسة مقرر الإستاتيكا.

مبادئ التصميم الإنشائي للعناصر الخرسانية
Principals of Structural Design

يمكن تعريف التصميم **الإنشائي للعناصر الخرسانية** على أنه إخضاع المنشأ لطلبات ورغبات المستخدمين من سكان إذا كان المنشأ سكنيًا ،أوموظفين إذا كان مبنى إدارياً أو حركة تجارية إذا كان مبنى تجارياً ...... إلخ. . وهذا الإخضاع يكون واضحا في عملية اختيار النظام الإنشائي لحل المبنى وكذلك عملية اختيار أحجام عناصره المختلفة.

وفي عملية التصميم الإنشائي يجب العناية التامة بالعوامل الآتية:

١- التكلفة الاقتصادية (Economy)

٢- الأمان لكل عناصر المنشأ (Safety)

٣- حدود صلاحية المبنى للتشغيل (Serviceability) من حيث تجنب الترخيم الزائد (Deflection) و التشققات (Cracks) المثيرة لإزعاج المستخدمين .

٤- الشكل والنواحي الجمالية للمنشأ.

وفي أغلب الأحيان فإن عملية التصميم الإنشائي تستهدف الوصول إلى أوفر الحلول اقتصاديا والقادر في نفس الوقت على توفير كل العناصر السابق ذكرها من الأمان والاستخدام والجمال.

ويستخلص من ذلك أن تصميم المنشأ أو المبنى من أجل وظيفة معينة عادة ما ينقسم إلى عملية ذات مرحلتين:

المرحلة الأولى: تتمثل في اختار النوع المناسب من المنشآت والنظام الإنشائي المناسب ثم عمل التحليل الإنشائي لهذا النظام.

المرحلة الثانية: تتمثل في التصميم الإنشائي لكل أجزاء المنشأ والنظام الإنشائي المختار. مع عمل أدق التفاصيل الإنشائية له من حيث رسم المساقط الأفقية والقطاعات الرأسية وتفاصيل وتفريد حديد التسليح بأشكاله المختلفة .

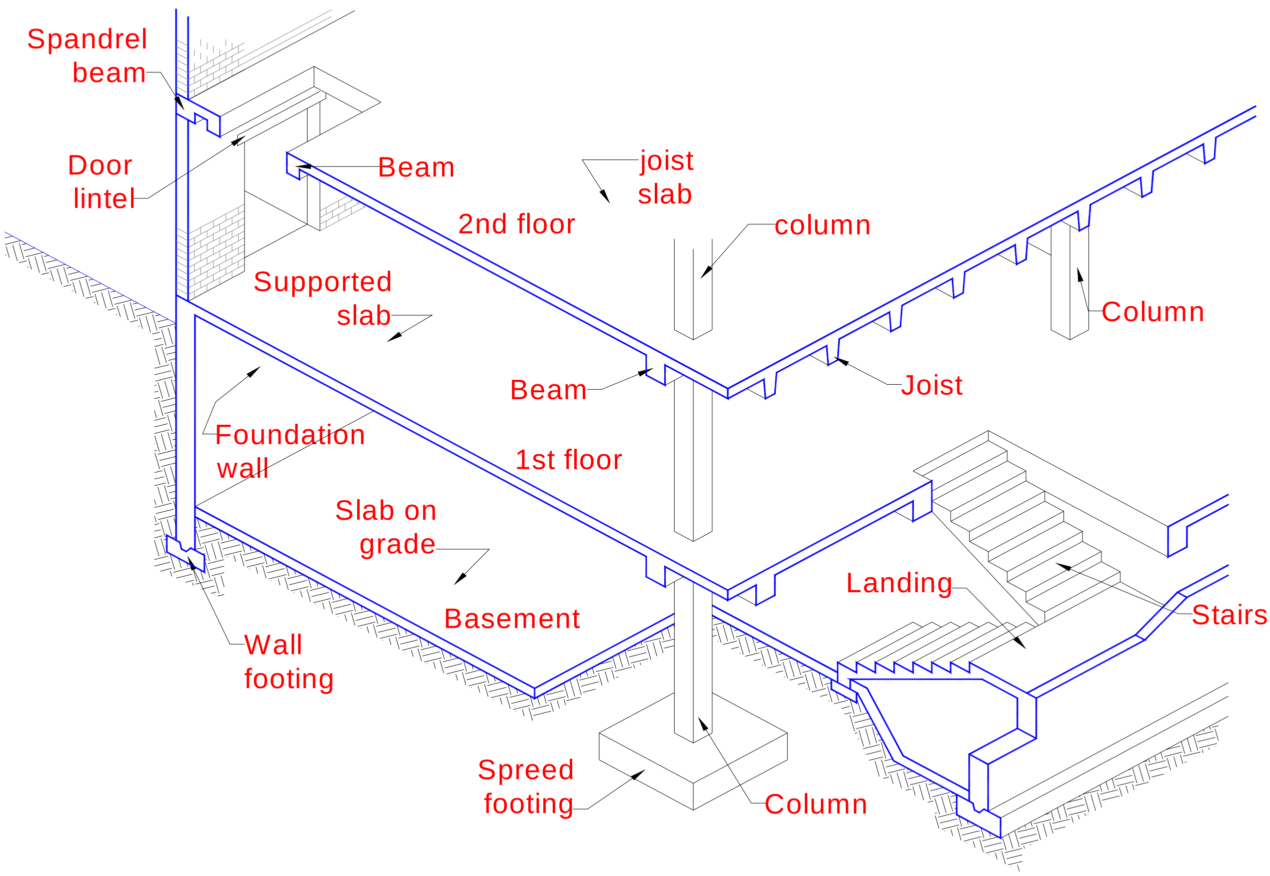
وفي عملية اختيار شكل ونوع المنشأ يجب مراعاة التكلفة الاقتصادية النسبية بين مختلف أنواع المنشآت وكذلك بين الطرق المختلفة لتنفيذ هذا المنشأ.

١,١ أنواع الإنشاءات الخرسانية:

تتكون المباني الهيكلية من الخرسانة المسلحة من مجموعة أعضاء إنشائية مختلفة (Different Structural Elements) والتي تتقاطع مع بعضها لتقاوم الأحمال الموضوعة على المبنى. فمثلا: في الشكل رقم (١- ١)

١) أرضية الطابق الأول للمبنى الموضح عبارة عن سقف مصمت (Solid Slab) وكمرات (Beams) حيث أن بحور السقف (Slab Spans) تتحدد بالكمرات التي تقوم بدورها بنقل الأحمال إلى الأعمدة (Columns) . وبالتالي تنتقل أحمال الأعمدة إلى الأساسات (في هذا المثال الأساسات عبارة عن قواعد منفصلة (Spread Footings)) .

٢) أرضية الطابق الثاني للمبنى الموضح عبارة عن سقف خرساني ذي أعصاب (Joist-Slab). و الأحمال المؤثرة عليه تنتقل من خلال السقف والأعصاب لتعطي ردود أفعال على الكمرات (Beams) حيث تقوم الأخيرة بنقل هذه الأحمال إلى الأعمدة ثم إلى الأساسات.



شكل رقم (١- ١)

في مثل هذا الطابق تقوم بلاطة السقف بوظيفتين :

الأولى : أنها تنقل الأحمال المؤثرة عليها إلى الأعصاب (Joists) .

الثانية : أنها تستعمل شفة (Flange) عليا للأعصاب والتي تعمل في هذه الحالة ككمرة ثانوية على شكل حرف T والتي تنقل الحمل إلى الكمرات (beams) المتعامدة مع الأعصاب .

في النهاية تقوم الأساسات بتوزيع الأحمال على مساحة كافية من التربة (Soil) حتى لا يوجد أي تحميل زائد على تلك التربة.

مما سبق يتضح أن المباني الهيكلية المسلحة تتكون من مجموعة رئيسة من الأعضاء الإنشائية وذلك لنقل الأحمال المؤثرة على المبنى لإخضاعه لطلبات ورغبات مستخدميه . وهذه الأعضاء الإنشائية يمكن تلخيصها في الآتي :

١- الأسقف بالطوابق المختلفة .
٢- الكمرات الحاملة للأسقف.
٣- الأعمدة الحاملة للكمرات.
٤- الأساسات التي ترتكز عليها الأعمدة والتي تقوم أيضا بتوزيع الأحمال المؤثرة عليها بأمان على التربة.

٢,١ الأحمال

يجب معرفة أن أي مبنى يتعرض لعدة أنواع من الأحمال يمكن تصنيفها إلى التالي:

١,٢,١ الأحمال الميتة:

الأحمال الميتة تشتمل على:

- وزن المنشأ
- وزن الأرضيات
- وزن الحوائط والتشطيبات من دهانات وتكسيات وخلافه.
-

٢,٢,١ الأحمال الحية:

وهي الأحمال الناتجة من شغل هذه المباني بالسكان والأثاث المختلف.

٣,١ انتقال الأحمال :

تتكون المباني الهيكلية المسلحة من مجموعة رئيسة من الأعضاء الإنشائية (البلاطات،والكمرات، والأعمدة، والأساسات) وذلك لنقل الأحمال المؤثرة على المبنى و يمكن تلخيصها في الآتي :

- نقل الأحمال المؤثرة على البلاطات إلى الكمرات أو الحوائط: تنتقل الأحمال الرأسية بواسطة البلاطات إلى الكمرات أو الحوائط الحاملة خلال نقط ارتكاز البلاطات.
- نقل الأحمال المؤثرة على الكمرات (عموديا على المحور الطولي) إلى الأعمدة.
- نقل الأحمال الرئسية من الأعمدة إلى الأساسات: و تنتقل الأحمال الرأسية خلال الأعمدة أو الحوائط الحاملة ابتداء من أعلى دور حتى منسوب الأساسات.
- تقوم الأساسات التي ترتكز عليها الأعمدة أيضا بتوزيع الأحمال المؤثرة عليها بأمان على التربة.

٤,١ الخواص الميكانيكية للخرسانة وحديد التسليح.

١,٤,١ إجهاد الضغط للخرسانة :

يتحدد إجهاد الضغط للخرسانة (f_{cu}) باختبار عينات خرسانية على شكل مكعب أو أسطوانة عمرها ٢٨ يوما. وذلك بالضغط عليها حتى الانهيار أو الكسر. والمكعبات القياسية لمثل هذا الاختبار ذات أبعاد ١٥×١٥ سم. أما العينات الأسطوانية يكون قطرها ١٥ سم وارتفاعها ٣٠ سم. ولفترة ٢٨ يوما من إعداد العينات المطلوب اختبارها تحفظ تحت الماء أو في غرفة درجة حرارتها ثابتة ونسبة الرطوبة بها ١٠٠٪.

وحيث إن العينات الخرسانية تكون معدة للاختبار بعد ٢٨ يوما نجد أن الجدول رقم (١- ١) يبين إجهاد الضغط للخرسانة (أو مقاومة الضغط المميزة للخرسانة (f_{cu})) بالنسبة للمكعب القياسي ١٥×١٥× ١٥ سم عند عمر ٢٨ يوما . وهي المقاومة التي يجري على أساسها التصميم الإنشائي.

جدول رقم (١- ١): رتب الخرسانة (مقاومة الضغط المميزة f_{cu} كجم / سم^2)

رتب الخرسانة	١٠٠	١٥٠	١٧٥	٢٠٠	٢٢٥	٢٥٠	٢٧٥	٣٠٠	٣٥٠	٤٠٠	٤٥٠

٢,٤,١ العلاقة بين إجهاد الضغط وتمدد (انفعال) الخرسانة:

يوضح الشكل رقم (١- ٢) عدة منحنيات تمثل العلاقة بين الإجهاد (على المحور الرأسي) والتمدد (الانفعال) (على المحور الأفقي) لعدد من الأسطوانات الخرسانية بعمر ٢٨ يوما أجري عليها اختبار ضغط مباشر (المرجع رقم ٣) وبعد دراسة هذه المنحنيات بعناية تامة تبين الآتي :

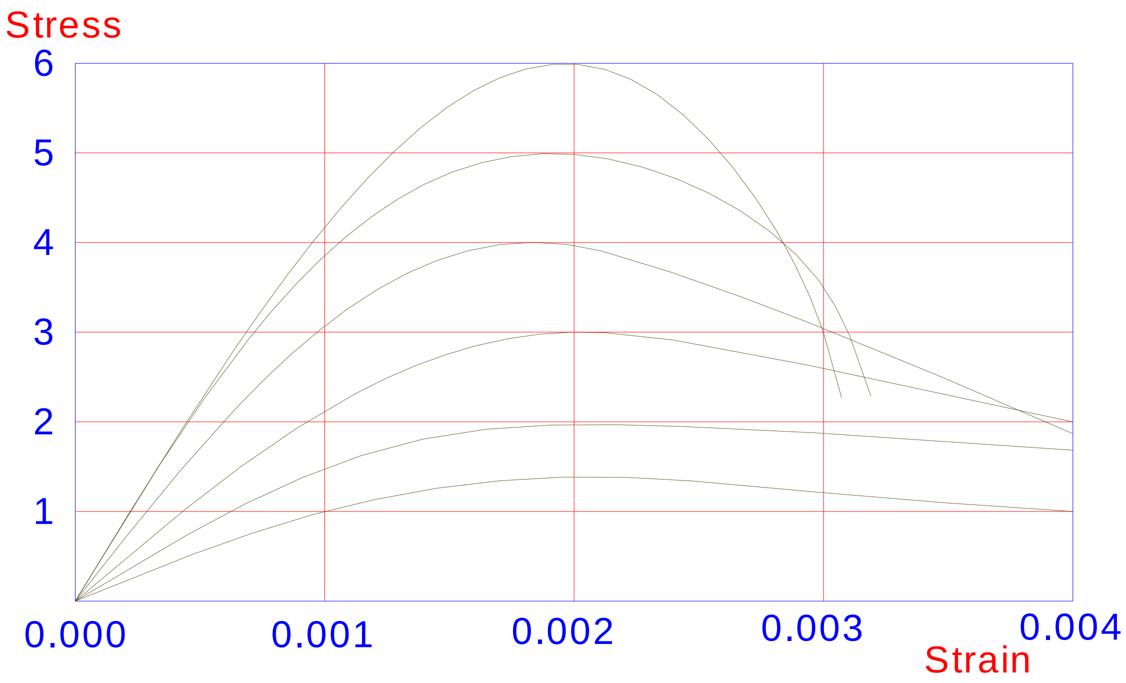
أ) الجزء الأول من المنحنيات يكاد يكون مستقيما عند الجزء الذي يزداد فيه الحمل من الصفر إلى حوالي ثلث (٣٣٪) إلى نصف (٥٠٪) الإجهاد المميز للخرسانة (أو مقاومة الضغط القصوى للخرسانة f_{cu}).

ب) يبدأ بعد ذلك بعض الانحناء في الظهور عند حوالي ٥٠٪ من مقاومة الضغط القصوى . وفي هذا الجزء ذي الإجهاد العالي يكون سلوك الخرسانة غير خطي .

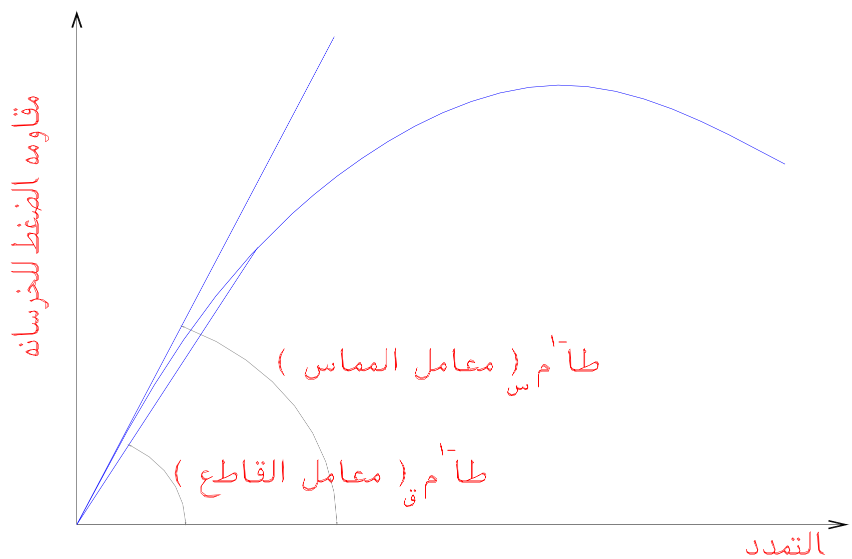
جـ) تظهر الأهمية الخاصة في اختبار الضغط المباشر أن التمدد (الانفعال) قرب الحمل الأقصى (بصرف النظر عن قيمته) يصل تقريبا إلى حوالي ٠,٠٠٢

د) في الحقيقة لا توجد للخرسانة الواقعة تحت مثل هذا الاختبار أية نسبة ثابتة بين الإجهاد والانفعال (التمدد) يمكن أن تمثل معامل المرونة للخرسانة ولهذا السبب يلجأ عادة إلى تقدير معامل المرونة للخرسانة على منحنى الإجهاد والانفعال كمعامل المماس أومعامل القاطع والذي يستخدم في الحسابات الإنشائية المعتمدة على نظرية المرونة (الإجهادات ذات الخط المستقيم) الشكل رقم (١- ٣) .

هـ) يجب ملاحظة أن الخرسانة ذات المقاومة القصوى للضغط ضعيفة ، وتكون أقل هشاشة عنها للخرسانة ذات المقاومة القصوى للضغط (قوية). بمعنى أن الأولى يكون تمددها (الانفعال فيها) أكبر من الثانية وذلك قبل الكسر.



الشكل رقم(١- ٢) منحنى الإجهاد والانفعال للخرسانة
Typical concrete stress-strain curve, with short-term loading.



شكل رقم (١- ٣)

٣,٤,١ حديد التسليح للخرسانة:

توجد أنواع مختلفة من صلب التسليح المستخدم في المنشآت الخرسانية المسلحة وهذه الأنواع ذات مقطع دائري . منها ما يلي :

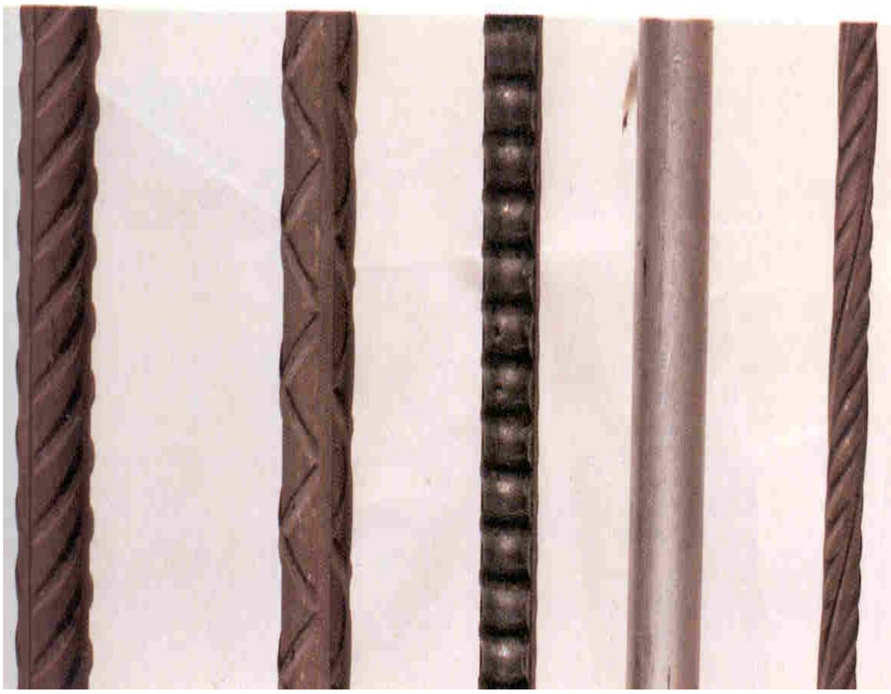
أ)أسياخ عادية المقاومة ذات مقاومة شد قصوى في حدود ٣٧٠٠ كجم /سم٢ . وتسمى صلب طري عادي رتبة ٢٤ / ٣٥ أو ٢٨/ ٤٥ ويرمز له بالرمز Ø.

ب) أسياخ ذات نتوءات ، عادية وعالية المقاومة ،وتسمى صلب عالي المقاومة ،وتنقسم إلى النوعين التاليين:

صلب رتبة ٣٦/ ٥٢......................ويرمز له بالرمز (Ø).

صلب رتبة ٤٠/٦٠ ....ويرمز له بالرمز(Φ).

جـ) أسياخ مسحوبة أو ملفوفة على البارد ومنها الملساء أو ذات النتوءات أو العضات. . وهذه الأسياخ من صلب طري رتبة ٣٥/٢٤ أو ٢٨ /٤٥ صار سحبه على البارد ليصبح برتبة ٤٥ /٥٢ (صلب عالي المقاومة) ويرمز له بالرمز(Φ). ويبين الشكل رقم (١- ٤) بعض هذه الأنواع. ويبين الجدول رقم (١- ٣) أقطار حديد التسليح المختلفة ومساحة المقطع وكذلك وزن المتر الطولي لكل سيخ .



الشكل رقم (١- ٤) بعض أنواع صلب التسليح

جدول رقم (۱- ۳) أوزان ومساحات أسياخ حديد التسليح

Φ mm	Weight Kg/m	Area of Cross-Section in cm^2									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0.222	.283	.566	.848	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.83
8	0.395	.503	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52	5.03
10	0.617	.785	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85
12	0.888	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.05	10.2	11.3
14	1.21	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.8	12.3	13.9	15.4
16	1.58	2.01	4.02	6.03	8.04	10.1	12.1	14.1	16.1	18.1	20.1
18	2.00	2.54	5.09	7.63	10.2	12.7	15.3	17.8	20.4	22.9	25.4
20	2.47	3.14	6.28	9.42	12.6	15.7	19.8	22.0	25.1	28.3	31.4
22	2.98	3.80	7.60	11.4	15.2	19.0	22.8	26.6	30.4	34.2	38.0
24	3.55	4.52	9.04	13.6	18.1	22.5	27.1	31.7	36.2	40.7	45.2
26	4.17	5.31	10.6	15.9	21.2	25.5	31.9	37.2	42.5	47.0	53.1
28	4.83	6.16	12.3	18.5	24.6	30.8	37.5	43.1	49.3	55.4	61.6
30	5.55	7.07	14.1	21.2	28.3	35.3	42.4	49.5	56.6	63.6	70.7
32	6.31	8.04	16.1	24.1	32.2	40.2	48.3	56.3	64.3	72.4	80.4
34	7.13	9.08	18.2	27.2	36.3	45.4	54.5	53.6	72.6	81.7	90.8
36	7.99	10.2	20.4	30.6	40.9	50.7	61.2	71.4	81.6	91.8	102
38	8.90	11.3	22.6	33.9	45.2	56.5	67.8	79.1	90.4	102	113

٤,٤,١ الخواص الميكانيكية لحديد التسليح :

أ) إجهاد الخضوع : هو الإجهاد عند مرحلة الخضوع في أنواع الصلب العادي وعالي المقاومة التى تظهر فيها خاصية الخضوع . أما في أنواع الصلب عالي المقاومة التي لا تظهر فيها خاصية الخضوع فيؤخذ إجهاد الخضوع – افتراضيا – مساويا لإجهاد ضمان وهو الإجهاد الذي يترك انفعالا متبقيا مقداره ۰,۲ ٪.

ب) مقاومة الشد.

جـ) النسبة المئوية للاستطالة عند الكسر .

وقد أصدرت المملكة العربية السعودية مواصفات أسياخ الصلب لتسليح الخرسانة (مرجع رقم ٥) والتي تشتمل على الحدود الدنيا للخواص المطلوبة ومنها الخواص الميكانيكية الموضحة بالجدول رقم (۱- ٤) .

جدول رقم (١- ٤) الخواص الميكانيكية لأنواع صلب التسليح (حد أدنى)

نوع الصلب	الرتبة	حالة سطح الأسياخ	إجهاد خضوع أو ٠,٢٪ إجهاد ضمان كجم/مم^{٢}(حد أدني)	مقاومة الشد القصوى كجم/مم^{٢} (حد أدني)	النسبة المئوية للإستطالة (حد أدنى)
صلب طري عادي	٣٥/٢٤	أملس	٢٤	٣٥	٢٠
	٤٥/٢٨		٢٨	٤٥	١٨
صلب عالي المقاومة	٥٢/٣٦	ذو نتوءات	٣٦	٥٢	١٢
	٦٠/٤٠		٤٠	٥٢	١٠
أسياخ صلب معالجة على البارد	٥٢/ ٤٥	أملس أو ذو نتوءات أو ذو عضات	٤٥	٥٢	١٠

٥,١ نظريات التصميم المختلفة ومعامل الأمان :

تقوم فكرة تحقيق السلامة واحتياطات الأمان على وجود مقاومة احتياطية لمواجهة الأحمال والمؤثرات غير العادية التي قد يتعرض لها المنشأ فتزيد أو تختلف عن تلك التي أخذت في الاعتبار عند التصميم . ويتحقق الأمان عندما تكون مقاومة قطاعات العناصر المختلفة للمنشآت الخرسانية المسلحة أكبر من القوى الداخلية الناجمة عن الأحمال والأفعال المباشرة وغير المباشرة وحيث يظل المنشأ في كل أجزائه صالحا للاستعمال ومحققا لهذا الأمان.

١,٥,١ معامل الأمان :

هو النسبة بين الحمل الذي يسبب الكسر أو الانهيار إلى حمل التشغيل أو الخدمة ،وغالبا ما يشار إلى نوع معامل الأمان المقصود ، حيث إن معاملات الأمان تختلف باختلاف الاستعمال والمواصفات .

تظهر أهمية معاملات الأمان في تغطية الحالات التالية:

أ) بعض الأحمال التي يمكن أن تطرأ في المستقبل وتكون خارجة عن توقعات المهندس .

ب) الأمور التي تتعلق بالمواد ومقاسات الأعضاء وأقطار أسياخ التسليح وأماكنها التي حددها المهندس عند التصميم ولكنها لم تؤخذ بعين الاعتبار بالشكل المطلوب عند التنفيذ أو التصنيع

جـ) مكان وأهمية العضو الإنشائي في المبنى ، إذ إن انهيار بلاطة سقف ليس له نفس خطورة انهيار أحد الأعمدة .

د) أهمية المنشأ من حيث الاستعمال، فالمدرسة والمستشفي لا يمكن مقارنتها بمظلة بسيطة لحفظ المواد مثلا.

٢,٥,١ تحقيق الأمان عند استخدام طريقة المرونة (طريقة إجهادات التشغيل):

لاستيفاء شروط الأمان عند استخدام طريقة المرونة يجب ألاتتعدى قيم الإجهادات في كل من الخرسانة وصلب التسليح تحت تأثير أحمال التشغيل قيم الإجهادات المسموح بها طبقا للجدول رقم (١-٥) وذلك لقطاعات معرضة لعزوم انحناء أو قوى محورية غير مركزية أو لقطاعات معرضة لقوى قص أو عزوم لي وقوى قص مصحوبة بعزم لي.

جدول رقم (١- ٥) إجهادات التشغيل للخرسانة والصلب

أنواع الإجهادات	المصطلحات	إجهادات التشغيل وفقا لأنواع الخرسانة حسب مقاومتها المميزة للمكعب القياسي بعد ٢٨ يوما (كجم/سم٢)						
مقاومة الخرسانة المميزة	f_{cu}	١٥٠	١٧٥	٢٠٠	٢٢٥	٢٥٠	٢٧٥	٣٠٠
الضغط المحوري ($e=e_{min}$)	f_{co}^{**}	٤٠	٤٥	٥٠	٥٥	٦٠	٦٥	٧٠
الانحناء أو الضغط كبير المركزية	f_c^{*}	٦٥	٧٠	٨٠	٩٠	٩٥	١٠٠	١٠٥
القص أو اللي (لمقاومة الخرسانة للقص)	q_c	٧	٧	٨	٨	٩	٩	٩
أ) بدون تسليح في البلاطات	q_c	١٥	٥	٦	٦	٧	٧	٧
ب) بدون تسليح في الأعضاء الأخري	q_{ct}	١٥	١٥	١٧	١٨	١٩	٢٠	٢١
القص الثاقب	q_{ct}	٧	٧	٨	٨	٩	٩	١٠
الصلب								
١) صلب طري٢٤/٣٥		١٤٠٠	١٤٠٠	١٤٠٠	١٤٠٠	١٤٠٠	١٤٠٠	١٤٠٠
٢) صلب ٢٨/٤٥		١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠
٣) صلب ٣٦/٥٢		٢٠٠٠	٢٠٠٠	٢٠٠٠	٢٠٠٠	٢٠٠٠	٢٠٠٠	٢٠٠٠
٤) صلب ٤٠/٦٠		٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠
٥) صلب مسحوب على البارد ٤٥/٥٢								
أ) أملس		١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠	١٦٠٠
ب) ذو نتوءات أو عضات		٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠	٢٢٠٠

❖ هذه الإجهادات في حالة الكمرات والبلاطات التي سماكتها تزيد عن ٢٠ سم وتنقص الإجهادات المسموح بها تبعا لسمك البلاطات عن القيم المعطاة بمقدار ٥ ، ١٠ ، ١٥ ، ٢٠ كجم/سم٢ على التوالي للبلاطات ذات سمك ٢٠ ، ١٢ ، ١٠ ، ٨ سم .

❖❖ هذه القيم تمثل أكبر إجهاد ضغط محوري على القطاع عند مستوى أحمال التشغيل.

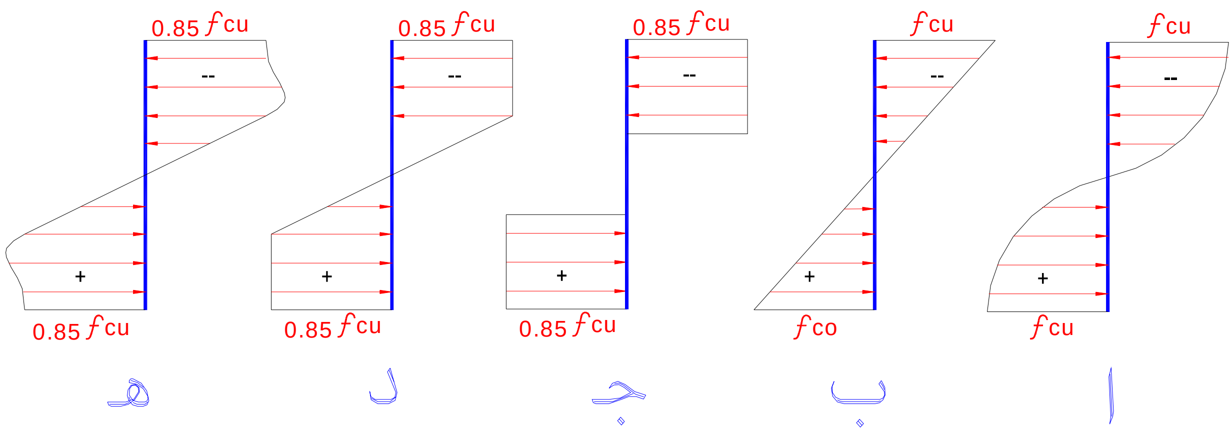
٣,٥,١ فكرة مختصرة عن تطور طرق التصميم للمنشآت الخرسانية:

تعتمد طرق التصميم المختلفة على شكل توزيع الإجهادات في القطاع الخرساني كما هو موضح في الشكل رقم (١- ٥) . فقديما قبل عام ١٩١٠ م استعملت طريقة التصميم على أساس توزيع الإجهاد على شكل منحنى، انظر الشكل رقم (١- ٥- أ). ولكن السهولة الواضحة في العمليات الحسابية المبنية على أساس توزيع الإجهادات على شكل مثلث ، انظر الشكل رقم (١- ٥- ب) ، أدت إلى تبني نظرية المرونة (الإجهادات ذات الخط المستقيم) القائمة على إجهادات التشغيل وأدت إلى انتشار استعمالها.

وفي عام ١٩٣٢ م تمكن واتييني (مرجع رقم ٣، ٤) من أن يبرهن على أنه من الممكن استبدال منحنيات الإجهاد والتمدد بإجهادات موزعة على شكل مستطيلات مماثلة ومكافئة لها ، انظر الشكل(١- ٥- جـ) - (نظرية المقاومة القصوى) وبهذا بدأ المعهد الأمريكي للخرسانة في عام ١٩٥٦م في وضع ملحق لهذه الطريقة يسمح باستخدامها كطريقة مرادفة للنظرية المبنية على إجهادات التشغيل، وفي عام ١٩٦٣ م وضعت اللائحة الأمريكية الطريقتين على نفس المستوى .

أما اللائحة الأمريكية التي صدرت في عام ١٩٧١ م فكانت في معظمها قائمة على طريقة التصميم بالمقاومة القصوى وسمحت باستخدام نظرية إجهادات التشغيل في تصميم الكمرات والبلاطات فقط . إلا أن كثيرا من دول العالم ما زالت تستخدم طريقة الإجهادات ذات الخط المستقيم .

ويبين الشكل رقم (١- ٥- د) ، (١- ٥- هـ) حلولا أخرى غير الحل القائم على توزيع الإجهادات على شكل مستطيل والتي تستخدم لأغراض البحوث والدراسات التكميلية والحسابات التي تتطلب دقة متناهية وتعتمد في حلها على استخدام الحاسب الآلي.



الشكل رقم (١- ٥) التوزيع المفترض للإجهادات على جانبي المنشأ الخرساني الواقع تحت الضغط

أ) منحنى بسيط (نظرية المقاومة القصوى)

ب) توزيع الإجهادات على شكل مثلث (نظرية إجهادات التشغيل)

جـ) توزيع الإجهادات على شكل مستطيل (نظرية المقاومة القصوى)

د) توزيع الإجهادات على شكل شبه منحرف (نظرية المقاومة القصوى)

هـ) منحنى مع خط مستقيم (نظرية المقاومة القصوى).

الأحمال المؤثرة على المنشآت الخرسانية

الجدارة:

تتناول هذه الوحدة دراسة الأحمال الميتة والأحمال الحية المؤثرة على العناصر الإنشائية المختلفة للمنشآت الخرسانية هذا بالإضافة إلى دراسة الأحمال التصميمية والأحمال القصوى المؤثرة على تلك العناصر وذلك طبقا للمعايير التصميمية العالمية وكذلك طبقا للمواصفات القياسية.

الأهداف :

١) أن يتعرف المتدرب على الأحمال الميتة والأحمال الحية المؤثرة على العناصر الإنشائية المختلفة
٢) أن يتعرف المتدرب على الأحمال التصميمية من أحمال تشغيل وأحمال قصوى على العناصرالإنشائية المكونة للمباني الخرسانية المسلحة.

مستوى الجدارة:

بعد انتهاء المتدرب من دراسة هذه الوحدة يكون قادرا على:

١) حساب الأحمال المؤثرة على العناصر الإنشائية المختلفة من أحمال ميتة وأحمال حية.
٢) حساب الأحمال التصميمية المؤثرة على العناصر الإنشائية المختلفة.
٣) حساب أحمال التشغيل على العناصر الإنشائية المختلفة طبقا لنظرية إجهادات التشغيل.
٤) حساب الأحمال القصوى المؤثرة على العناصرالإنشائية المختلفة وذلك طبقا للمعايير التصميمية العالمية وكذلك طبقا للمواصفات القياسية.

الوقت المتوقع لإنجاز الجدارة:

- أسبوع واحد

متطلبات الجدارة:

دراسة مقرر الإستاتيكا.

الأحمال هي مجموعة القوى التي يصمم المنشأ ليتحملها ، ويقصد بها : الأحمال المباشرة أي القوى التي يتعرض لها المنشأ عادة مثل (الأحمال الميتة ، والأحمال الحية ، والأحمال الديناميكية ، وأحمال الرياح ، وأحمال الزلازل) و الأحمال غير المباشرة وهي الأحمال التي قد يتعرض لها المنشأ كالقوى الناتجة عن الحرارة و الانكماش و الزحف. ونتطرق في هذه الوحدة إلى الأحمال الميتة و الأحمال الحية.

وتكون طريقة تأثيرالأحمال على التالي:

- حمل مركز يؤثر على مساحة ضيقة.
- حمل خطي يؤثر على طول معين وله نفس القيمة على الطول.
- حمل سطحي يؤثر على مساحة وله نفس القيمة على المساحة.

١,٢ الأحمال الميتة (Dead Loads)

الأحمال الميتة هي القوى الدائمة الناتجة عن الجاذبية الأرضية كالأثقال على مختلف أنواعها سواء الأثقال الذاتية أو القوى الجانبية المؤثرة على المنشأ مثل ضغوط الأتربة على الحوائط الساندة ويدخل ضمن هذا التعريف الأوزان الذاتية للمنشأ وأوزان العناصر المرتكزة عليه بصورة مستديمة كالقواطع والحوائط ....إلخ.

١,١,٢ الحمل الميتة للسقف (Slab Dead load)

إن الأحمال الميتة للبلاطات تشتمل على وزن البلاطة الخرسانية مضافا إليها وزن الأرضيات

أ) **وزن البلاطة الخرسانية** (Own Weight of slab - O.W of slab) =

مساحة البلاطة (A) × سمك البلاطة (t) × كثافة الخرسانة المسلحة (γ_c) .

ومن المعلوم أن كثافة الخرسانة المسلحة = ٢,٥ طن/م٣ ($\gamma_c = 2.5\ t/m^3$)

i.e. $O.W\ of\ slab = A \times t \times \gamma_c$

ومساحة البلاطة (A) سوف تؤخذ مساوية ١,٠ متر مسطح لتعميم الحل .

$O.W\ of\ slab = 1.0 \times t \times 2.5$

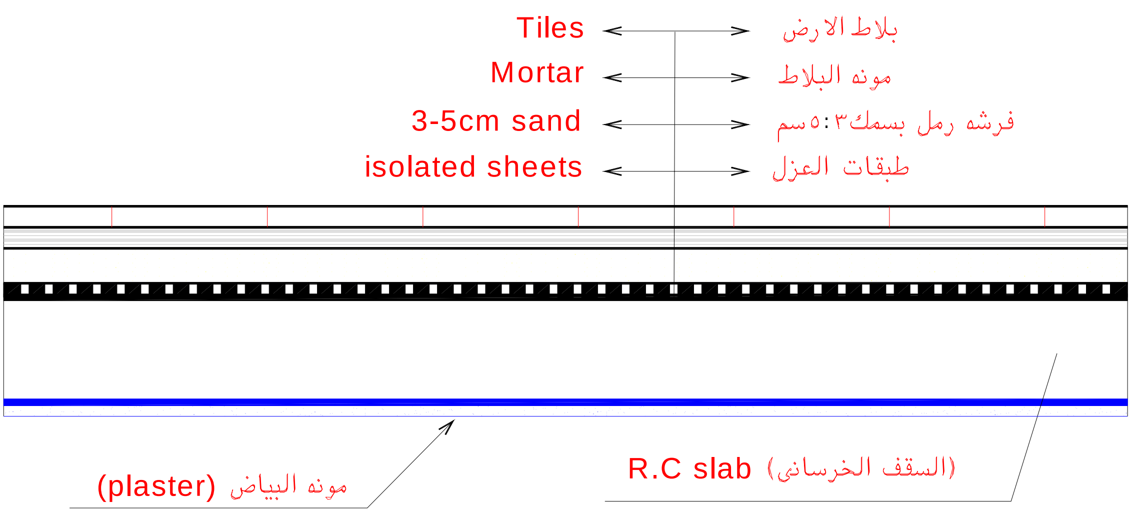
والجدول رقم (٢- ١) يبين الأوزان لوحدة المساحات لسماكات مختلفة من البلاطات شائعة الاستخدام في المباني الخرسانية .

جدول رقم (٢- ١)

سمك البلاطة (سم)	وزن المتر المسطح (كجم/م٢)
٨	٢٠٠
١٠	٢٥٠
١٢	٣٠٠
١٤	٣٥٠
١٦	٤٠٠
١٨	٤٥٠
٢٠	٥٠٠

ب: وزن الأرضيات:

وزن الأرضيات يعتمد على مكوناتها من المواد المختلفة . فإذا كانت الأرضيات تحتوي على بلاط عادي (كما هو شائع الاستخدام في المباني السكنية والإدارية) + ٣- ٥ سم فرشة رمل كما موضح في شكل رقم (٢- ١) فإن وزن الأرضيات = ١٥٠ كجم/م٢



شكل رقم (٢- ١)

أما وزن الأرضيات في الأسطح النهائية فهو يتراوح بين ٢٠٠ -٢٥٠ كجم/م٢ وذلك بسبب أوزان خرسانة الميول ذات السمك حوالي ٥ سم .

- والأرضيات الخشبية بالحشو الخفيف وزنها = ٦٠ كجم/م٢
- والأرضيات الخشبية بالحشو العادي وزنها = ١٠٠ كجم/م٢
- والأرضيات الفينيل وزنها = ٦٠ كجم/م٢
- والأرضيات الرخام وزنها = ٢٠٠ كجم/م٢

٢،١،٢ الأحمال الميتة على الكمرات:

تشتمل الأحمال الميتة على الكمرات ما يلي :

أ) الوزن الذاتي للكمرة (Own weight of Beam)

ب) وزن الحوائط المحملة على الكمرات

جـ) الوزن الذاتي لبلاطات الأسقف المحملة على الكمرات (O.W of slab) (سبق شرحها في البند السابق رقم ٢- ١- ١).

أ) الوزن الذاتي للكمرات:

لتعيين وزن الكمرات الذاتي يمكن تقدير عرض الكمرة مساويا لعرض الحائط أعلاها . وتقدير عمق الكمرة على أساس العلاقة التقريبية بين عمق وبحر الكمرة كالتالي :

عمق الكمرة = t = بحر الكمرة/ ٨- ١٠ Thickness of beam (t) = span / 8-10

للكمرات البسيطة For simple beams choose t = span / 8

للكمرات المستمرة For continuous beams ,, t = span / 10

فمثلا للكمرة التي بحرها = ٦،٠ متر. وعرضها (b) =٠،٢ م وعمقها (t) =٠،٦ م يكون:

وزن الكمرة الذاتي = طولها (L_0) x عرضها x عمقها الصافي x كثافة الخرسانة أي إن:

$$O.W\ of\ beam = L_0 \times b \times (t - t_s) \times \gamma_c$$

Where;

$\gamma_c = 2.5$ t/ m3 , t_s = سمك البلاطة = 10 cm = 0.1 m

L_0 = length of beam = 1.0 m (طول الكمرة وعادة يؤخذ ١،٠ متر)

i.e. O.w. of beam = 1.0 x 0.2 x (0.6 – 0.1) x2.5 = 0.25 t/m

أي إن وزن الكمرة الذاتي = ٠،٢٥ طن / متر طولي

ب أحمال الحوائط :

توجد أنواع عديدة من الحوائط المستخدمة في المملكة العربية السعودية و منها ما يلي :

١) حوائط من الطوب الأحمر المفرغ كثافتها $\gamma_{wall} = 0.75:1.0 \ t/m^3$
٢) حوائط من الطوب الإسمنتي المفرغ كثافتها $\gamma_{wall} = 1.20 \ t/m^3$
٣) حوائط من الطوب الخفيف كثافتها $\gamma_{wall} = 0.75:1.2 \ t/m^3$
٤) حوائط من الطوب الليكا كثافتها $\gamma_{wall} = 0.6:0.8 \ t/m^3$
٥) حوائط من الطوب الأحمرالمصمت(الطفلي أو الطميي) كثافتها $\gamma_{wall} = 1.8 \ t/m^3$
٦) حوائط من الطوب الإسمنت المصمت كثافتها $\gamma_{wall} = 1.5:1.9 \ t/m^3$

وسمك الحوائط الشائعة الاستخدام في المملكة العربية السعودية هي ٢٠ سم . وهناك سمانات أخري ، في بعض الدول العربية والأوروبية والأمريكية، هي: ١٢، ٢٥ سم .
وللحصول على وزن الحائط للمتر الطولي ، والمؤثر على الكمرة المحمل عليها يمكن استخدام العلاقة التالية:

$$W_{wall} = \gamma_{wall} \times t_{wall} \qquad (t/m)$$

ملاحظة : لا يتم خصم فراغات الأبواب والشبابيك من حمل الحوائط أثناء التصميم وذلك لزيادة الأمان لاحتمال قيام السكان بحشو أحد الأبواب أو الشبابيك بالحوائط وذلك لإلغائه بحالة مؤقتة أو مستديمة.

في حالة وجود حوائط داخلية فاصلة خفيفة على الأسقف المسلحة يمكن الاستعاضة عن حمل الحائط والمؤثر على خط طولي بحمل منتظم موزع على السقف وتتراوح قيمة هذا الحمل من ٧٥- ١٢٥ كجم/م٢ إذا كان وزن المتر المربع من الحائط والبياض يتراوح بين ١٠٠ - ١٥٠ كجم/م٢ .
ملاحظة : إذا كان الحمل الحي المؤثر على بلاطة السقف أكثر من ٥٠٠ كجم/م٢ لا يؤخذ في الاعتبار تأثير هذه القواطيع (الحوائط الداخلية) و لا يضاف شيء إلى الحمل .

٢,٢ الأحمال الحية (Live Loads) :

يمكن تعريف الأحمال الحية وتصنيفها كالتالي :
١) أحمال حية إستاتيكية والتي يمكن نقلها من مكان إلى آخر كأثاث البيوت والأجهزة والآلات الإستاتيكية غير المثبتة والمواد المخزونة .
٢) أثقال (الأشخاص) مستعملو المنشأ. شرط أن يؤخذ بعين الاعتبار في تقدير هذه الأثقال ،التأثير الدنياميكي (في حالة وجوده) ، كما يحدث في صالات الاجتماعات وملاعب كرة القدم على سبيل المثال .
٣) أحمال قد يتعرض لها المنشأ أثناء مراحل التنفيذ مثل أوزان الشدات والأوناش والمعدات المستخدمة.

في الجدول التالي رقم (٢- ٢) قيم الأحمال المناسبة للأحمال الحية منتظمة التوزيع على المباني المختلفة كل مبنى حسب طبيعة استخدامه من مبنى سكني إلى مستشفي إلى مدرسة إلى مبنى مكاتب ..... إلخ.

جدول رقم (٢- ٢): الأحمال الحية

مسلسل	نوع المنشأ	الأحمال الحية كجم/م٢
١	**الأسطح النهائية:**	
	أ) أسطح مائلة غير قابلة للصعود عليها (أي غير مستخدمة)	٥٠
	ب)أسطح أفقية غير قابلة للصعود عليها (أي غير مستخدمة)	١٠٠
	جـ)أسطح أفقية قابلة للصعود عليها في مبان سكنية	٢٠٠
	د) أسطح أفقية قابلة للصعود عليها في مبان عامة	٤٠٠
٢	**مبان سكنية :**	
	أ)الغرف السكنية	٢٠٠
	ب)السلالم والشرفات (البلكونات)	٣٠٠
٣	**المباني الإدارية:**	
	أ)غرف المكاتب	٣٠٠
	ب)السلالم والشرفات (البلكونات)	٤٠٠
	جـ)غرف المستودعات (المخازن)	٥٠٠- ١٠٠٠
٤	**المدارس:**	
	أ)الفصول المدرسية (قاعات الدروس)	٣٠٠
	ب)السلالم والطرقات والمعامل	٤٠٠
	جـ)المكتبات وقاعات الألعاب	٥٠٠
٥	**المستشفيات :**	
	أ) الغرف الصغيرة (غرف علاج المرضي)	٣٠٠
	ب) الغرف الكبيرة والسلالم والطرقات والشرفات وعنابرعلاج لمرضى	٤٠٠
	جـ) غرف العمليات الجراحية	٣٠٠ - ٥٠٠
	د) غرف الأشعة	٥٠٠ - ٨٠٠
٦	**القاعات والصالات:**	
	أ) غرف القاعات ذات المقاعد الثابتة	٥٠٠

	ب) غرف القاعات والاجتماعات بدون مقاعد ثابتة	٦٠٠
٧	**المحلات التجارية (المستودعات)** أ) المحلات الصغيرة (محلات البيع بالقطاعي) ب) المحلات الكبيرة(محلات البيع بالجملة والمخازن) حسب نوع المواد والآلات المخزنة .	 ٥٠٠ أو أكثر ١٠٠٠ أو أكثر
٨	**الفنادق :** أ)غرف النزلاء ب)غرف الخدمة العامة والسلالم والطرقات والمطاعم	 ٢٠٠ ٤٠٠
٩	**المكتبات:** أ) غرف الاطلاع ب) غرف الحفظ للكتب	 ٤٠٠ ١٠٠٠
١٠	**الجراجات :** أ) السيارات الصغيرة (بارتفاع صافي عند المداخل لا يزيد عن ٢,٤ م ب) الحافلات وسيارات السياحة جـ) طرقات الجراج	 ٣٠٠ ٤٠٠ ٥٠٠

٣,٢ حساب الأحمال على العناصر الخرسانية:

١,٣,٢ أحمال التشغيل أو الحمل المميز:

تعرف أحمال التشغيل بأنها الأحمال المنتظر حدوثها تحت ظروف التشغيل والتي تكون احتمالات الزيادة في قيمتها لا تتعدى ٥٪ وذلك بناء على نتائج إحصائية. وتؤخذ هذه الأحمال طبقا لما سبق شرحه في هذه الوحدة وتشمل الأحمال الدائمة والحية (وكذلك ضغط الرياح والأتربة والسوائل ..وغيرها). وهذه الأحمال هي التي تستخدم عادة في التصميم بطريقة إجهادات التشغيل. (Working Stress Design Method) ويرمز لها بالرموز التالية:

أ) الحمل الميت (Dead Load) ويرمز له بالرمز ,,D,,

ب) الحمل الحي (live loads) ويرمز له بالرمز ,,L,,

الأحمال التصميمية = D + L

٢,٣,٢ الأحمال القصوى (Ultimate loads)

يتم الحصول على الأحمال القصوى عن طريق ضرب أحمال التشغيل (المعرفة في البند رقم (٢- ٣- ١)) في معاملات زيادة الأحمال كالتالي:

١) في العناصر المعرضة لأحمال حية والتي يمكن فيها إهمال تأثير الرياح والزلازل يؤخذ الحمل الأقصى (تبعا للائحة الأمريكية ASCI) كالتالي:

$$U = 1.4\,D + 1.7\,L \qquad (2\text{-}1)$$

حيث D = الأحمال الدائمة Dead Loads

L = الأحمال الحية Live loads

٢) في حالة ما إذا كان الحمل الحي لا يزيد عن ٠,٧٥ من قيمة الأحمال الدائمة يمكن أخذ قيمة الأحمال القصوى :

$$U = 1.5\,(D + L) \qquad (2\text{-}2)$$

٣) في العناصر المعرضة لأحمال حية بالإضافة إلى الأحمال الناشئة عن الضغوط الجانبية نتيجة للسوائل أو الأتربة يكون الحمل الأقصى كالتالي :

$$U = 1.4\,D + 1.7\,(E + L) \qquad (2\text{-}3)$$

حيث E = الحمل الجانبي (Lateral Load)

وبشرط ألا تقل قيمة U عن القيمة المعطاه بالمعادلة رقم (2-1)

٤،٢ أمثلة محلولة وتمارين:

مثال ١ : احسب أحمال التشغيل المؤثرة على البلاطة الخرسانية والكمرة B_1 و B_2 المبينة بالشكل رقم (٢- ٢) إذا كانت هذه البلاطة عبارة عن سطح نهائي أفقي يوصل إليه في مبنى سكني. سمك البلاطة = ١٠ سم. والأرضيات تحتوي على بلاط عادي + ٥ سم فرشة رمل.

الحل:

أ) الحمل على البلاطة

Own weight of slab = Ws $=1\times1\times t \times\gamma_c = t \times \gamma_c$

$= 0.1\times 2.5 = 0.25$ t/m^2 = 2.5 kN / m^2

Flooring (وزن الأرضيات) = 0.15 t / m^2 = 1.5 kN / m^2

Live Loads (L.L.) (الحمل الحي) = 0.20 t/m^2 = 2.0 kN / m^2

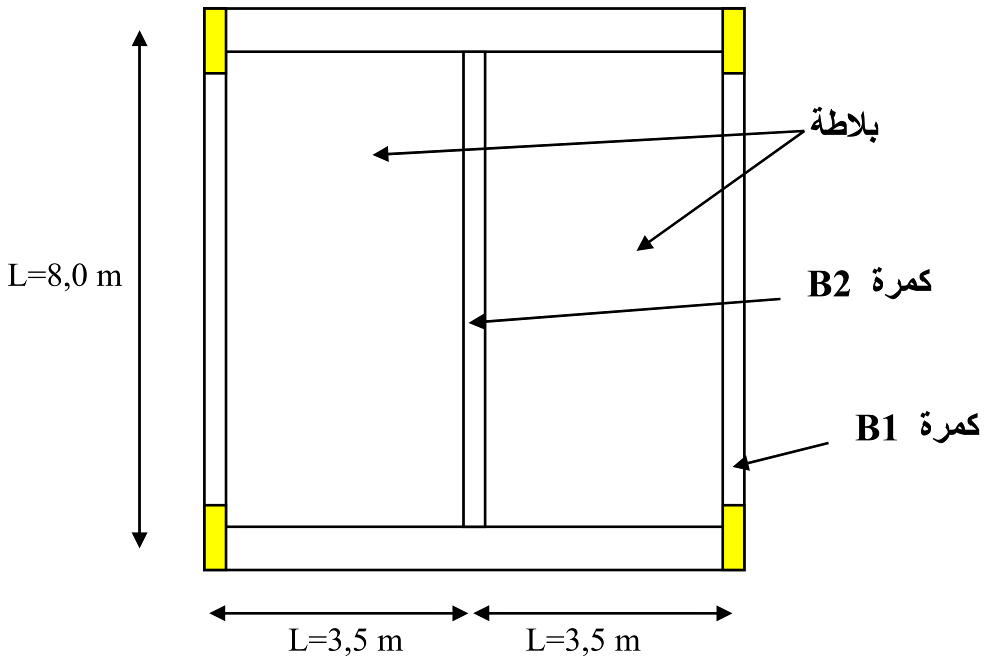
Total Loads (wt) (الحمل الكلي) = 0.25+ 0.15+ 0.20 = 0.60 t/m^2 = 6.0 kN/m^2

ب) الحمل على الكمرة B_1

W = 6.0 x (3.5/2) = 10.5 kN/m

ج) الحمل على الكمرة B_2

W = 6.0 x 3.5 = 21 kN/m



شكل رقم (٢,٢)

مثال ٢ : احسب أحمال التشغيل المؤثرة على البلاطة الخرسانية S_1 وعلى الكمرة B_1 و B_2 المبينة بالشكل رقم (٢- ٣) إذا كانت هذه البلاطة تمثل سقف متكرر في مبنى إداري . سمك البلاطة = ١٢ سم. والأرضيات من الرخام.

الحل:

أ) الحمل على البلاطة

$$\text{Own weight of slab} = W_s = 1\times1\times t\times\gamma_c = t\times\gamma_c$$

$$= 0.12\times 2.5 = 0.30\ t/m^2 = 3.0\ kN/m^2$$

Flooring (وزن الأرضيات) $= 0.20\ t/m^2 = 2.0\ kN/m^2$

Live Loads (L.L.) (الحمل الحي) $= 0.30\ t/m^2 = 3.0\ kN/m^2$

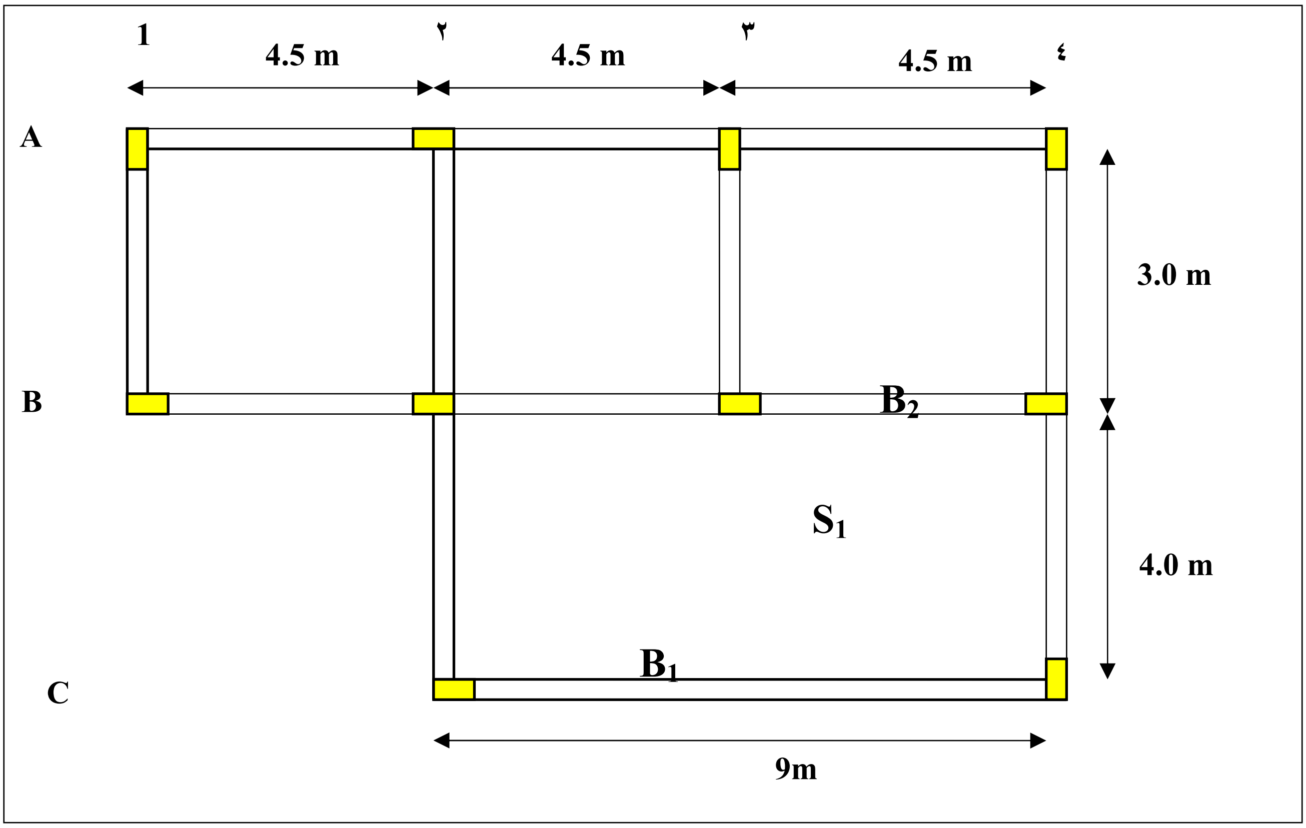
Total Loads (wt) (الحمل الكلي) $= 0.30 + 0.20 + 0.30 = 0.80\ t/m^2 = 8.0\ kN/m^2$

ب) الحمل على الكمرة B_1

$$W = 8.0 \times (4.0/2) = 16.0\ kN/m$$

ج) الحمل على الكمرة B_2

$$W = 8.0\ x(4+3)/2 = 28\ kN/m$$



شكل رقم (٣,٢)

إنشاءات خرسانية

التحليـــل الإنشائي للبلاطات والكمرات

التحليـــل الإنشائي للبلاطات والكمرات

٣

الجدارة:

تتناول هذه الوحدة دراسة التحليل الإنشائي للبلاطات والكمرات باستخدام طريقة إجهادات التشغيل ،هذا بالإضافة إلى دراسة تحليل القطاعات الحرجة لهذه الأعضاء الإنشائية. كما تتناول هذه الوحدة أيضا طريقة حساب قوى القص وعزوم الانحناء المؤثرة على القطاعات الخرسانية لكل من البلاطات والكمرات نتيجة تأثير الأحمال والقوي الخارجية.

الأهداف:

بعد انتهاء المتدرب من دراسة هذه الوحدة يكون قادرا على:

١) أن يتعرف المتدرب على كيفية حساب قوى القص ورسم منحنيات هذه القوى.

٢) أن يتعرف المتدرب على كيفية حساب عزوم الانحناء ورسم منحنيات العزوم تحت تأثير الأحمال المختلفة على البلاطات والكمرات.

٣) أن يتعرف المتدرب على القطاعات الحرجة لقوي القص وعزوم الانحناء لكل من البلاطات والكمرات

مستوي الجدارة:

بعد انتهاء المتدرب من دراسة هذه الوحدة يكون قادرا على:

١) عمل التحليل الإنشائي للبلاطات والكمرات.

٢) حساب قوى القص ورسم منحنياتها للبلاطات والكمرات.

٣) حساب عزوم الانحناء ورسم منحنياتها للبلاطات والكمرات.

٤) فهم واستيعاب مفهوم القطاعات الحرجة لقوى القص وعزوم الانحناء لكل من البلاطات والكمرات.

الوقت المتوقع لإنجاز الجدارة:

- أسبوعان

متطلبات الجدارة:

دراسة مقرر الإستاتيكا.

التحليل الإنشائي للبلاطات والكمرات
Structural Analysis for Slabs and Beams

٣- ١ : التعريف والتصنيف :

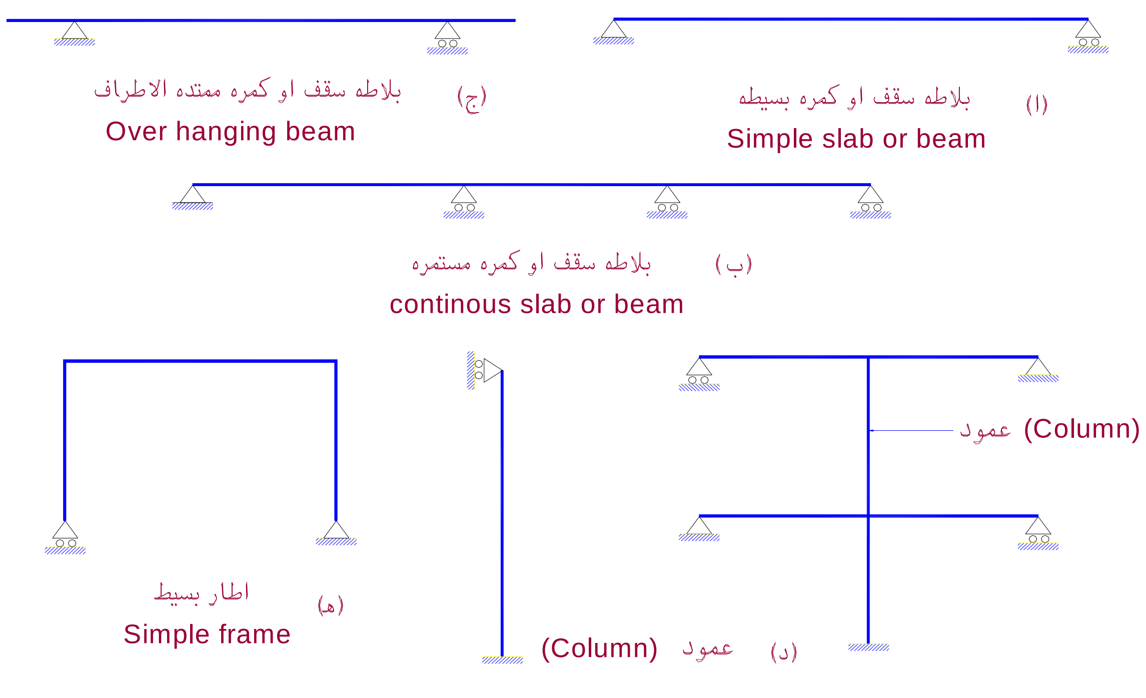
ينقسم التحليل الإنشائي باستخدام طريقة إجهادات التشغيل لأي منشأ خرساني إلى قسمين كالتالي:

١- القسم الأول : تحليل العضوالإنشائي

مثال ذلك تحليل بلاطات السقف (slabs) وتحليل الكمرات (Beams) وتحليل الأعمدة الخرسانية (Columns) وكذلك الأساسات (Footings). وذلك لأن أي مبنى خرساني ينقسم إلى الأعضاء التالية :

- بلاطات السقف Slabs
- الكمرات Beams
- العوارض Girders
- الأعمدة Columns
- الأساسات Footings

الشكل رقم (٣- ١) يوضح أشكال الأنظمة والأعضاء الإنشائية المختلفة.

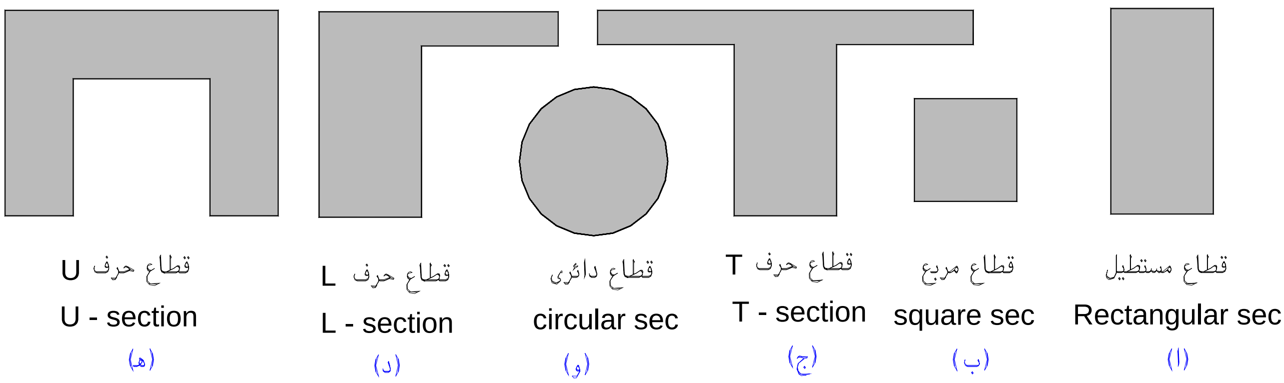


شكل رقم (٣- ١) بعض الأنظمة والأعضاء الإنشائية

٢- القسم الثاني : تحليل قطاعات العضو الإنشائي

إن تحليل قطاعات أي عضو إنشائي هو عبارة عن تحليل وتصميم القطاعات الحرجة في هذا العضو تحت تأثير القوى المختلفة المؤثرة عليه . مثال ذلك : القوة المحورية في العمود ، وقوة القص وعزوم الانحناء في الكمرات والإلتواء ..إلخ

وتوجد أشكال كثيرة للقطاعات الخرسانية مثال ذلك : قطاع مستطيل، و مربع ، و مستدير ، وحرف T ، و حرف L وحرف U. و يوضح الشكل رقم (٣- ٢) أشكال القطاعات الإنشائية المختلفة.

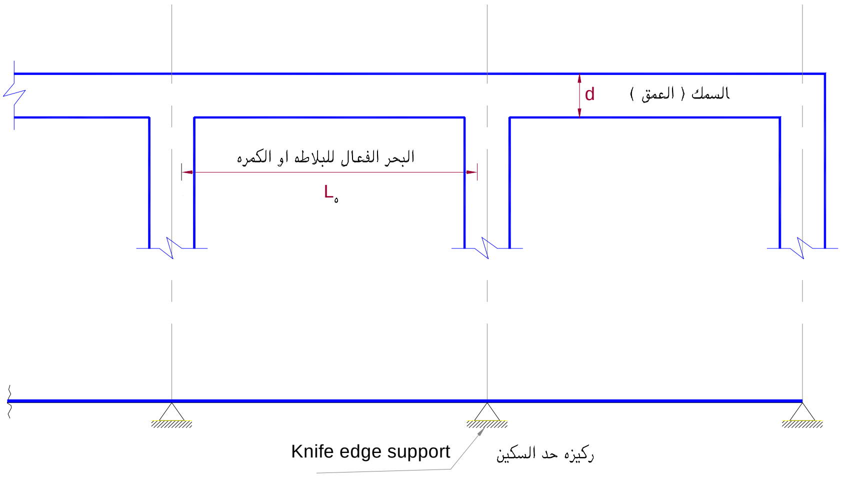


شكل رقم (٣- ٢) الأشكال المختلفة للقطاعات الخرسانية.

٣- ٢ : التحليل الإنشائي للبلاطات والكمرات:

تعتبر نقطة بداية أية عملية تصميم إنشائي هي اختيار النظام الإنشائي Statically System اللازم لحمل المنشأ الخرساني وتوصيل أحماله إلى الأرض. وسوف نوضح فيما يلي التحليل الإنشائي لبعض البلاطات أو الكمرات.

٣- ٢- ١: **فروض أساسية** : سوف نعتبر أية ركيزة لكل من العضو الإنشائي (البلاطة أو الكمرة) على أنها ركيزة حد السكين (Knife Edge Support) كما هو مبين بالشكل رقم (٣- ٣) وذلك لمعرفة أن هذا العضو عبارة عن بلاطة أو كمرة بسيطة الارتكاز أو مستمرة وجميع ركائزها دعامة معلقة لا تنقل عزوماً ولكن تنقل قوى رأسية وأفقية فقط .



شكل رقم (٣- ٣)

٣- ٢- ٢ : طرق التحليل الإنشائي:

تعتبر نظرية المرونة الخطية (Linear Elastic Theory) في التحليل الإنشائي شائعة الاستخدام لكل من البلاطات والكمرات. والطرق المعروفة والمشهورة في التحليل الإنشائي باستخدام نظرية المرونة هي كما يلي :

أ) طريقة معادلة العزوم الثلاثة Three Moment Equation

ب) طريقة الشغل الافتراضي Virtual Work Method

جـ) طريقة توزيع العزوم Moment Distribution

والتحليل المرن (باستخدام نظرية المرونة) لأي كمرة يمكن تطبيقه فقط إذا كانت الكمرة لها نسبة العمق (d) إلى البحر الفعال (l_o) لاتزيد عن ٠,٨ للكمرات البسيطة ، ٠,٤ للكمرات المستمرة

i.e $d / l_0 < 0.8$ for simple beams.

$d / l_0 < 0.4$ for continues beams.

وإذا زادت النسبة عن هذه الحدود فتعتبر الكمرة على أنها كمرة عميقة (Deep Beam) ونقوم بتحليلها بطرق أخرى تعتمد على نظرية اللدونة (Plastic Analysis) أو التحليل غير الخطي للكمرات.

٣- ٣: البحر الفعال للبلاطات و الكمرات (Effective Span l_0) :

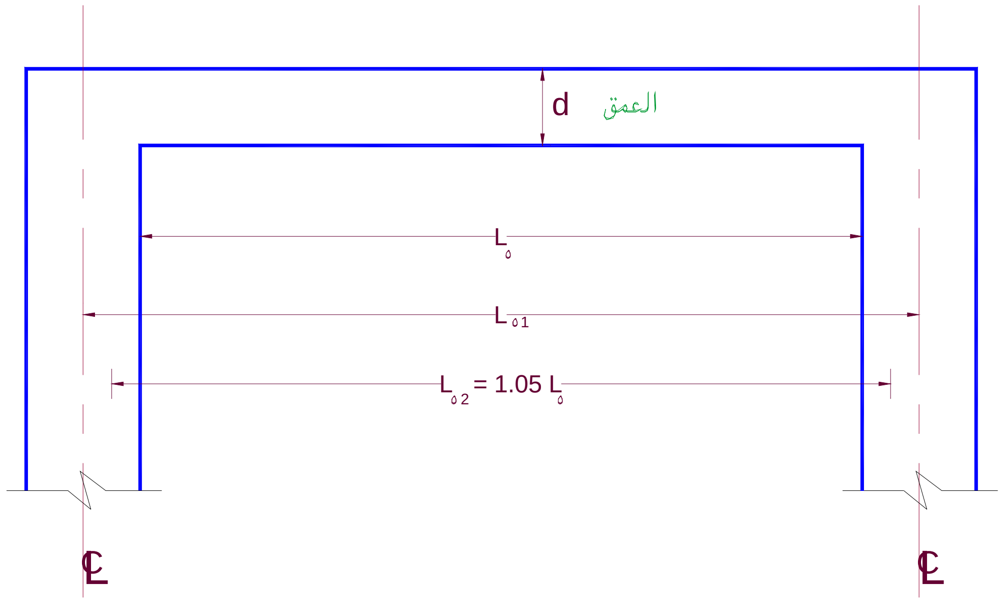
أ) للبلاطات أو الكمرات بسيطة الارتكاز :

يؤخذ البحر الفعال للكمرة أو البلاطة بسيطة الارتكاز على أنه يساوي القيمة الأقل من الآتي:

- المسافة بين محاور الركائز أو الدعامات l_{01}
- أو يقدر بنحو ١,٠٥ من البحر الصافي $l_{02} = l_0 \times 1.05$

- أو يقدر بـــ $l_{03} = l_0 + d$

حيث d = العمق الفعال للكمرة ـــــ انظر الشكل رقم (٣- ٤)



شكل رقم (٣- ٤) البحر الفعال للبلاطة أو الكمرة

ب) للبلاطات أو الكمرات المستمرة:

١) للبلاطات أو الكمرات المستمرة المصبوبة ميليثيا (في نفس الوقت) مع الركائز (أي إن الوصلات بينهما قوية (Rigid Connections)) فيؤخذ البحر الفعال مساويا للقيمة الأقل من القيم الآتية:

- المسافة بين محاور الركائز l_{01} = Centerline to Centerline of Supports
- أو يقدر بقيمة ١,٠٥ من البحر الصافي $l_{02} = 1.05 \times l_0$

٢) للبلاطات أو الكمرات المستمرة والمحملة مباشرة على حوائط عادية (مبان من الطوب الحامل بدون أعمدة – أي إن المبنى حوائط حاملة) . في هذه الحالة يؤخذ البحر الفعال مساويا للقيمة الأقل من المسافات بين محاور الركائز أو مساويا البحر الصافي مضافا إليه عمق الكمرة .

L_{03} = Distance from Centerline to Centerline

Or $L_{03} = l_0 + d$

جـ) البحر الفعال للكوابيل:

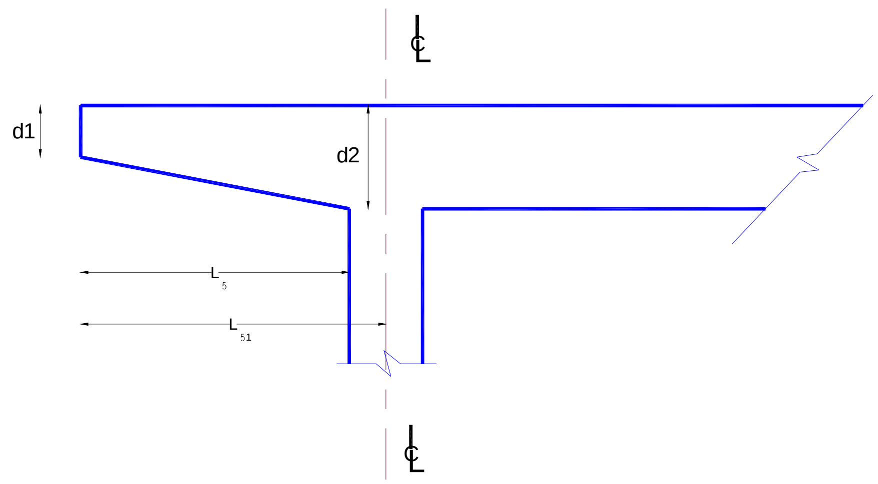
يؤخذ البحر الفعال للكوابيل القيمة الأقل من القيم الآتية :

- طول الكابولي محسوبا من محور الركيزة (l_{01})

- أو طول البحر الصافي للكابولي مضافا إليه أقصى عمق للكابولي أي إن :

$L_{02} = l_0 + d_2$

انظر الشكل رقم (٣- ٥)



شكل رقم (٣- ٥)

٣- ٤ : حساب ردود الأفعال الانفعالية للمنشأ (Straining Actions):

مصطلح ردود الأفعال الانفعالية (Straining Actions) يطلق على القوى المحورية (Normal Forces) وقوى القص (Shear Forces) وعزوم الانحناء (Bending Moments) الموجودة والمؤثرة على أي قطاع من قطاعات أعضاء المبنى الخرساني نتيجة تأثير الأحمال والقوى الخارجية . وبعبارة أخرى فإن ردود الأفعال الانفعالية هي القوى الداخلية وردود أفعال المنشأ الخرساني نتيجة القوى الخارجية المؤثرة عليه .

وفي الفقرات التالية من هذه الوحدة سوف نناقش الطرق المختلفة في حساب القوى المحورية (N) وقوى القص (Q) وعزوم الانحناء (M) في بعض أنواع البلاطات والكمرات بسيطة الارتكاز أو المستمرة أو ذات الكوابيل.

حيث إن الأحمال المؤثرة (D.L + L.L) رأسية وموزعة بانتظام على البلاطة أو الكمرة وعلى ذلك تكون:

القوى المحورية (N) = صفر

١) بلاطة أو كمرة بسيطة (ذات بحر واحد) Simple Slab or Simple Beam:

- قوى القص (Q) تحسب من المعادلة التالية:

$$Q = K_q \times w_t \times L \qquad (3\text{-}1)$$

حيث K_q = معامل القص (shear factor) = ٠,٥ انظر الشكل رقم (٣- ٦- ب)

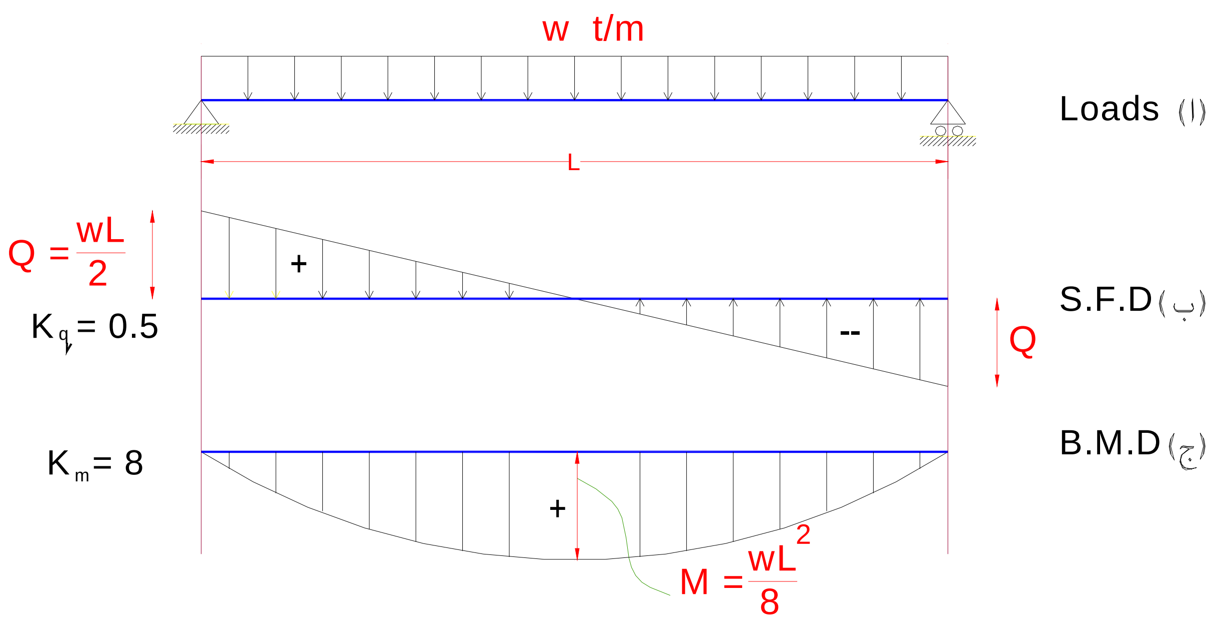
w_t = الحمل منتظم التوزيع (D.L +L.L) Uniformly Distributed Load

L = بحر البلاطة أو الكمرة Span of Slab or beam

- عزم الانحناء الأقصى (M) يحسب من المعادلة التالية:

$$M = w \times L^2 / K_m \qquad (3\text{-}2)$$

حيث K_m = معامل العزوم (moment factor) = ٨ انظر الشكل رقم (٣- ٦- جـ)



شكل رقم (٣- ٦)

٢) بلاطة أو كمرة بسيطة ممتدة الأطراف **Over Hanging Slab or Beam**:

الأحمال المؤثرة (D.L + L.L) رأسية وموزعة بانتظام على البلاطة أو الكمرة وعلى ذلك يكون:

- قوى القص (Q) كالتالي:

نحصل على أقصى قوة قص بتحميل بحر البلاطة أو الكمرة بالأحمال الحية و الدائمة (D.L+L.L) والكوابيل (الأطراف الممتدة) بالأحمال الدائمة فقط (D.L only) .... أو بتحميل بحر الكمرة مع الكوابيل بالأحمال الحية والدائمة (D.L + L.L) انظر الشكل (٣- ٧- ب).

$$\text{i.e.} \qquad Q = K_q \times w_t \times L \qquad (3\text{-}3)$$

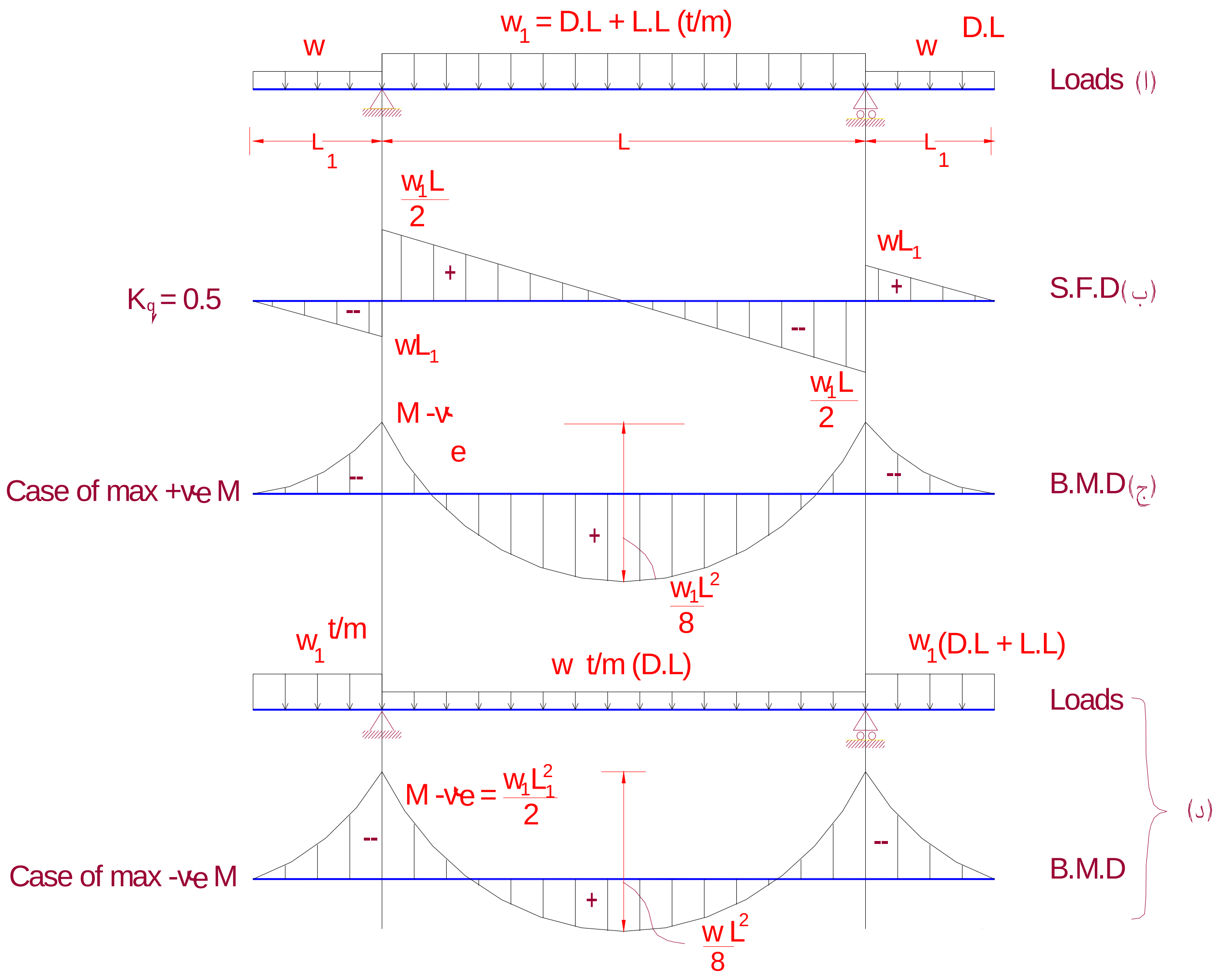
حيث : K_q = معامل القص (shear factor) = ٠,٥ (في هذه الحالة)،

W_t = الحمل منتظم التوزيع نتيجة تأثير (D.L +L.L) Uniformly Distributed Load

L = بحر البلاطة أو الكمرة Span of Slab or beam

- عزم الانحناء الأقصى **(M)** كالتالي:

أ) نحصل على أقصى عزم انحناء موجب بتحميل بحر البلاطة أو الكمرة بكامل الأحمال (D.L+L.L) ومن ثم تحميل الكوابيل (الأطراف) بالأحمال الدائمة فقط (D.L) انظر الشكل رقم (٣- ٧- جـ) .



شكل رقم (٣- ٧)

وعلى ذلك يكون :

$$\text{Max. } M_{+ve.} = w_t \times L^2/8 - w \times L_1^2/2 \qquad (3\text{-}4)$$

حيث : w_t = الحمل منتظم التوزيع نتيجة الحمل الميت والحمل الحي (D.L+L.L)

w = الحمل منتظم التوزيع نتيجة الحمل الميت فقط (D.L. only)

L = بحر البلاطة أوالكمرة و L_1 = الطول الفعال للكابولي

ب) نحصل على أقصى عزم انحناء سالب بتحميل بحر البلاطة أو الكمرة بالأحمال الدائمة فقط (D.L.) ومن ثم تحميل الكوابيل (الأطراف) بكامل الأحمال (D.L+L.L.) انظر الشكل (٣- ٧- د) وعلى ذلك يكون

$$\text{Max. } M_{-ve} = w \times L_1^2/2 \qquad (3\text{-}5)$$

٢) بلاطة سقف أو كمرة مستمرة Continues Slab or Beam

في حالة البلاطات أو الكمرات المستمرة متساوية العمق والبحر والمعرضة لأحمال منتظمة التوزيع أو تتفاوت فيها قيم البحور بحد أقصى ٢٠٪ يمكن فرض القيم التالية لعزوم الانحناء وقوى القص.

أولا : البلاطات أو الكمرات ذات البحرين :

- عزم الانحناء الأقصى **(M)** يساوي :

$$M = w \times L^2 / K_m \qquad (3\text{-}7)$$

حيث K_m = معامل العزوم (moment factor) انظر الشكل رقم (٣- ٨)

L = البحرالفعال للبلاطة أو الكمرة

- قوى القص **(Q)** تساوي

$$Q = K_q \times w_t \times L \qquad (3\text{-}6)$$

حيث K_q = معامل القص (shear factor) انظر الشكل رقم (٣- ٩)

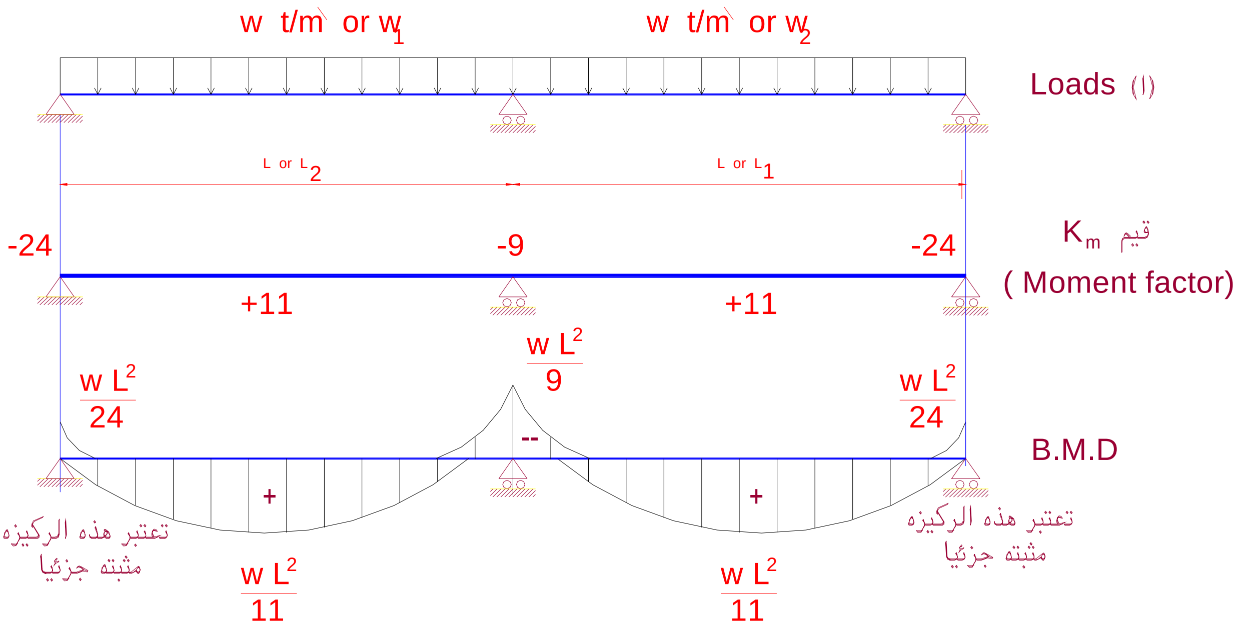
w_t = الحمل منتظم التوزيع نتيجة الحمل الميت والحمل الحي (D.L+L.L)

L = البحرالفعال للبلاطة أو الكمرة

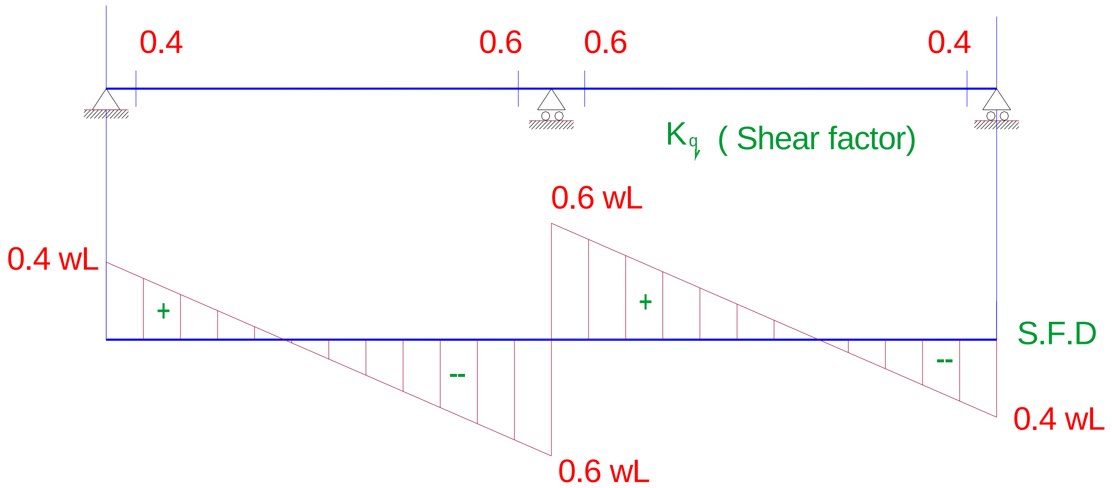
في حالة اختلاف البحرين، بشرط أن تتفاوت قيم البحور بحد أقصى ٢٠٪، تؤخذ L متوسط البحرين L_1 و L_2 أي إن :

$$L = (L_1 + L_2) / 2 \qquad \text{and, } w_t = (w_{t1} + w_{t2}) / 2$$

$$\text{Where, } L_1 < 1.2\, L_2 \qquad \text{or, } L_2 < 1.2\, L_1$$



شكل رقم (٣- ٨) منحنى ومعامل العزوم



شكل رقم (٣- ٩) منحنى ومعامل القص

ثانيا : البلاطات أو الكمرات المكونة من أكثر من بحرين :

- قوى القص (Q) تساوي

$$Q = K_q \times w_t \times L \qquad (3\text{-}8)$$

حيث K_q = معامل القص (shear factor) ، انظر الشكل رقم (٣- ١٠)

w_t = الحمل منتظم التوزيع نتيجة الحمل الميت والحمل الحي (D.L+L.L)

L = البحرالفعال للبلاطة أو الكمرة Effective Span of Slab or beam

- عزم الانحناء الأقصى **(M)** يساوي:

$$M = w \times L^2 / K_m \qquad (3\text{-}9)$$

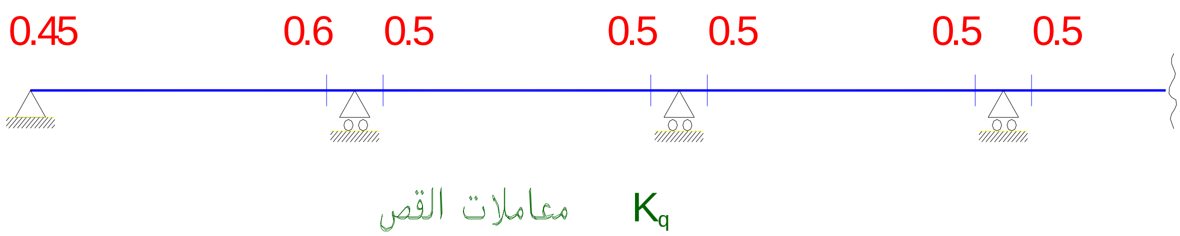
حيث K_m = معامل العزوم (moment factor) انظر الشكل رقم (٣- ١١) و (٣- ١٢)

L = البحرالفعال للبلاطة أو الكمرة Effective Span of Slab or beam

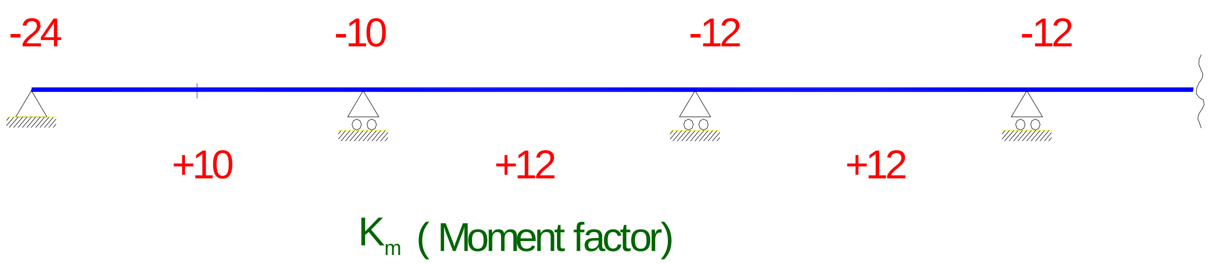
ملحوظة: في حالة اختلاف البحور، بشرط أن تتفاوت قيم البحور بحد أقصى ٢٠٪، يؤخذ L متوسط للبحرين المتجاورين L_1 و L_2 أي إن :

$$L = (L_1 + L_2) / 2 \qquad \text{and, } w_t = (w_{t1} + w_{t2}) / 2$$

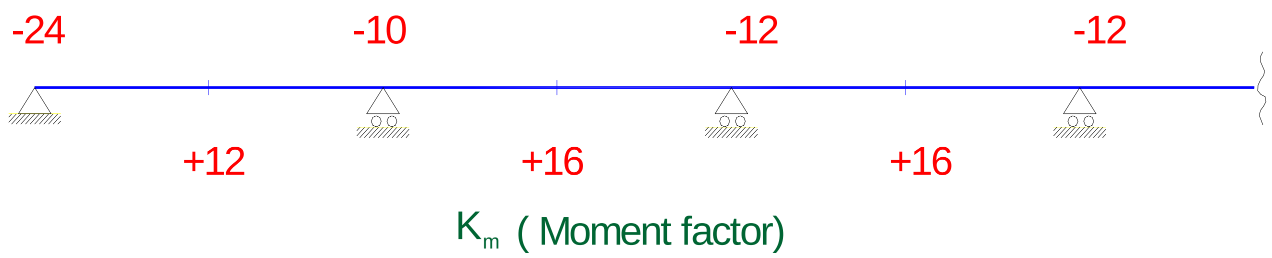
Where, $L_1 < 1.2\, L_2$ or, $L_2 < 1.2\, L_1$



شكل رقم (٣- ١٠) معاملات القص في البلاطات والكمرات المستمرة



شكل رقم (٣- ١١) معاملات الانحناء في البلاطات لمستمرة



شكل رقم (٣- ١٢) معاملات الانحناء في الكمرات المستمرة

٣- ٥: القطاعات الحرجة للعزوم وقوى القص :

يتضح من الدراسة الموضحة في البند رقم (٣- ١) أن القيم القصوى لكل من العزوم وقوى القص توضح أماكن القطاعات الحرجة.وهذه الأماكن تختلف باختلاف العضو الإنشائي فمثلا:

أ) في حالة بلاطة أو كمرة بسيطة (ذات بحر واحد) مصبوبة ميليثيا (في نفس الوقت) مع الدعامات:

- يؤخذ القطاع الحرج لقوى القص عند وجه الركائز (انظر الشكل رقم (٣- ٦))
- يؤخذ القطاع الحرج للعزوم عند منتصف البحر.

ب) في حالة بلاطة أو كمرة ممتدة الأطراف:

- يؤخذ القطاع الحرج لقوى القص عند وجه الركائز من ناحية بحر الكمرة (وليس من ناحية الكابولي) (انظر الشكل رقم ٣- ٧)
- يؤخذ القطاع الحرج للعزوم عند منتصف البحر

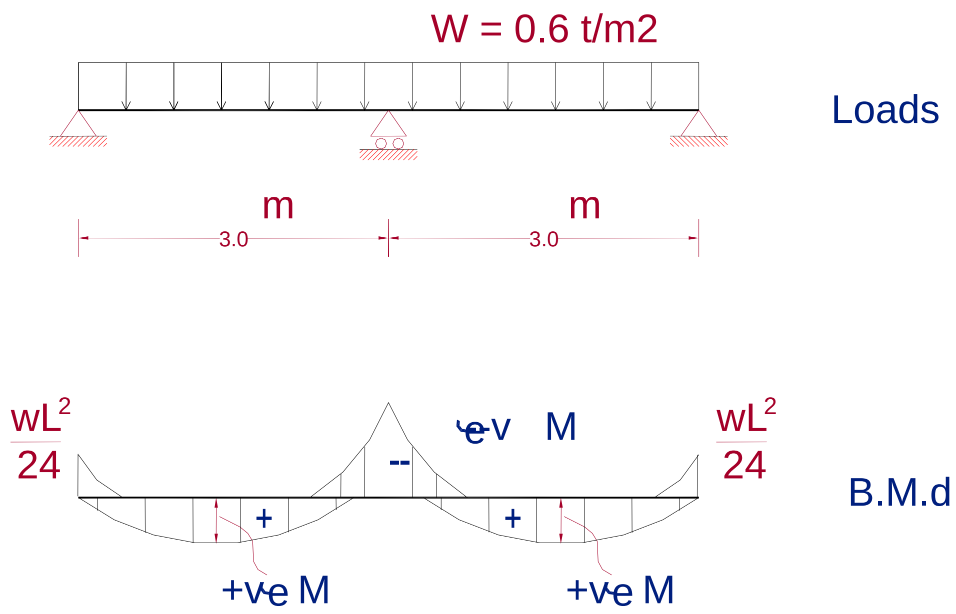
جـ) في حالة بلاطة أو كمرة مستمرة (ذات بحرين أو أكثر):

- يؤخذ القطاع الحرج لقوى القص عند وجه الركائز انظر الشكل رقم (٣- ١٠)
- يؤخذ القطاع الحرج للعزوم الموجبة عند منتصف البحر. وللعزوم السالبة عند وجه الركائز انظر الشكل رقم (٣- ١١) و (٣- ١٢)

٦,٣ أمثلة محلولة و تمارين:

مثال١ : احسب قيمة عزوم الانحناء على البلاطة المبينة بالشكل رقم (٢- ٢) .

الحل:



loads & B.M at section s-s

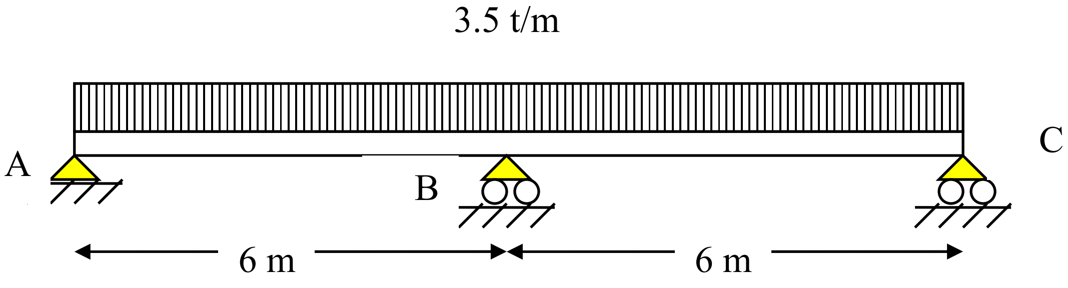
Bending Moments:

$$M_{+ve} = \frac{w_t \times l_1^2}{11} = \frac{0.6 \times 3.5^2}{11} = 0.668 mt/m$$ العزم الموجب

$$M_{-ve} = \frac{w_t \times l_1^2}{9} = \frac{0.6 \times 3.5^2}{9} = 0.816 mt/m$$ العزم السالب

مثال ٢:

أوجد عزوم الانحناء على الكمرة التالية ذات بحرين و يؤثر عليها حمل موزع بانتضام.



الحل:

العزم الموجب

$$M_{+ve} = \frac{w_t \times l_1^2}{11} = \frac{3.5 \times 6^2}{11} = 11.45 mt/m$$

العزم السالب

$$M_{-ve} = \frac{w_t \times l_1^2}{9} = \frac{3.5 \times 6^2}{9} = 14.0 mt/m$$

قوة القص عند الركيزة A و C

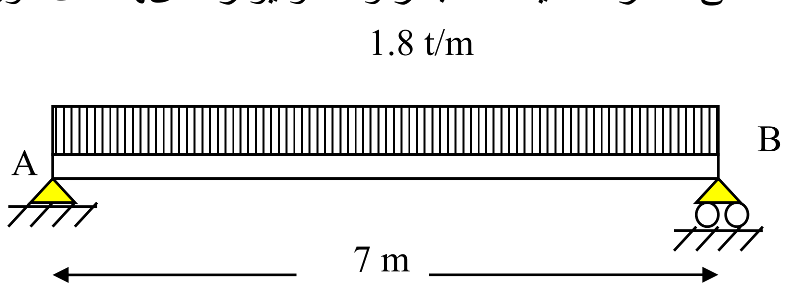
$$Q_A = 0.4 \times w_t \times l_1 = 0.4 \times 3.5 \times 6 = 8.4 mt/m$$

قوة القص عند الركيزة B

$$Q_A = 0.6 \times w_t \times l_1 = 0.6 \times 3.5 \times 6 = 12.6 mt/m$$

مثال ٣:

أوجد عزم الانحناء على الكمرة التالية ذات بحر واحد و يؤثر عليها حمل موزع بانتضام.



الحل:

العزم الموجب

$$M_{+ve} = \frac{w_t \times l_1^2}{8} = \frac{1.8 \times 7^2}{8} = 11.025 mt/m$$

قوة القص عند الركيزة A

$$Q_A = +0.5 \times w_t \times l_1 = 0.5 \times 1.8 \times 7 = +6.3 mt/m$$

قوة القص عند الركيزة B

$$Q_B = -0.5 \times w_t \times l_1 = -0.5 \times 1.8 \times 7 = -6.3 mt/m$$

تمرين ١:

احسب قيمة عزوم الانحناء على البلاطة الخرسانية والكمرة B_1 و B_2 المبينة بالشكل رقم (٢- ٢) (الوحدة ٢).

تمرين ٢:

احسب قيمة عزوم الانحناء على البلاطة الخرسانية S_1 والكمرة B_1 و B_2 المبينة بالشكل رقم (٢- ٣) (الوحدة ٢).

إنشاءات خرسانية

تصميم البلاطات الخرسانية

الجدارة:

تتناول هذه الوحدة تصميم البلاطات (الأسقف) الخرسانية المصمتة ذات الاتجاه الواحد و تصميم البلاطات المفرغة وذلك باستخدام طريقة إجهادات التشغيل، هذا بالإضافة إلى دراسة تحليل القطاعات الحرجة لهذه الأعضاء الإنشائية. كما تتناول هذه الوحدة أيضا التوصيات الهامة الخاصة بالبلاطات والتي تنص عليها اللوائح بالمواصفات القياسية.

الأهداف:

١) يتعرف المتدرب على أنواع البلاطات الخرسانية المسلحة.
٢) أن يكون المتدرب قادرا على عمل التحليل الإنشائي للبلاطات الخرسانية (الأنواع البسيطة).
٢) أن يتعرف المتدرب على الإجهادات القصوى وكذلك على إجهادات التشغيل المسموح بها طبقا للمواصفات القياسية.
٣) أن يتعرف المتدرب على التصميم الإنشائي للبلاطات الخرسانية المصمتة ذات الاتجاه الواحد و تصميم البلاطات المفرغة.
٤) أن يتعرف المتدرب على التوصيات الهامة الخاصة بالبلاطات والتي تنص عليها اللوائح بالمواصفات القياسية.

مستوى الجدارة:

بعد انتهاء المتدرب من دراسة هذه الوحدة يكون قادرا على استيعاب الجدارة والأهداف بنسبة ١٠٠ ٪

الوقت المتوقع لإنجاز الجدارة:

- أسبوعان ونصف

متطلبات الجدارة:

دراسة مقرر الإستاتيكا.

٤- ١: أنواع البلاطات الخرسانية

توجد أنواع مختلفة وعديدة - شائعة الاستعمال - من البلاطات الخرسانية المسلحة منها ما يلي :

١) البلاطات المصمتة Solid Slabs

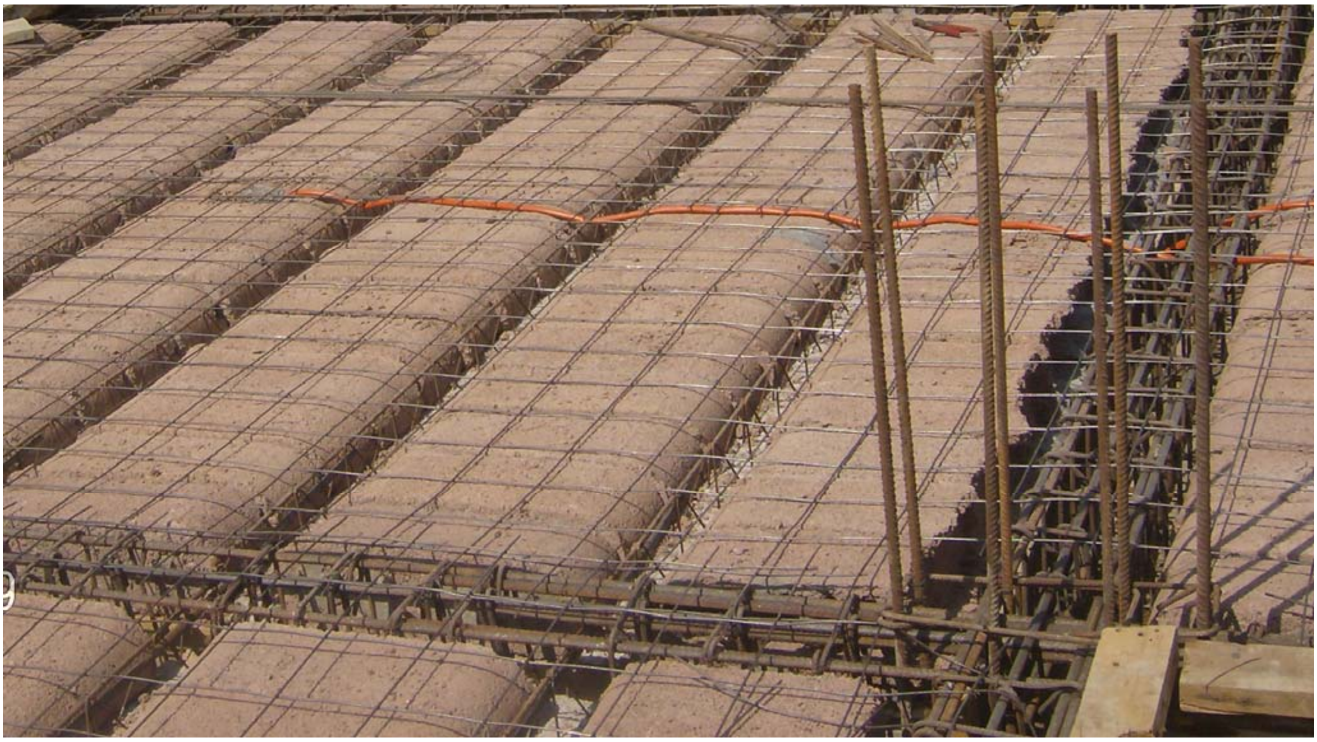
٢) البلاطات المفرغة (Hollow Block Slabs) : تحتوي البلاطات المفرغة على بلاطة علىا و عدة كمرات متراصة بينهما طوب مفرغ (شكل رقم ١,٤).

٣) البلاطات المسطحة (Flat Slabs): يقصد عموما بالبلاطات المسطحة البلاطات اللاكمرية الصماء من الخرسانة إما بسقوط أو بدونه والتي ترتكز مباشرة على أعمدة إما برؤوس أو بدونها (شكل رقم ٢,٤).

٤) البلاطات المصمتة ذات الأعصاب Waffle Slabs

٥) البلاطات المنشأة بالرفع Lift Slabs

٦) البلاطات سابقة التجهيز Pre-Slabs



شكل رقم (٤- ١): صورة تبين نوعاً من البلاطات المفرغة



شكل رقم (٤- ٢): صورة تبين نوعاً من البلاطات المسطحة



شكل رقم (٤- ٣): صورة تبين نوعاً من البلاطات سابقة التجهيز

في هذه الوحدة سيتم شرح طريقة تصميم البلاطات المصمتة (Solid Slabs) بطريقة إجهادات التشغيل وذلك طبقا لما هو وارد في المنهج التفصيلي المعتمد لهذه الحقيبة.

تستخدم البلاطات المصمتة عادة في المباني العادية السكنية أوالمباني الإدارية (مثل المكاتب والمدارس والمستشفيات ..... إلخ) . وهذا النوع من البلاطات يحتاج إلى كمرات داخلية وخارجية (Beams) وعوارض (girders) للارتكاز عليها وتتحمل رد فعل البلاطات.

وينقسم هذا النوع من البلاطات إلى قسمين :

أ) بلاطات مصمتة ذات اتجاه واحد.

ب) بلاطات مصمتة ذات إتجاهين.

وسيتم شرح كل نوع بالتفصيل كالتالي :

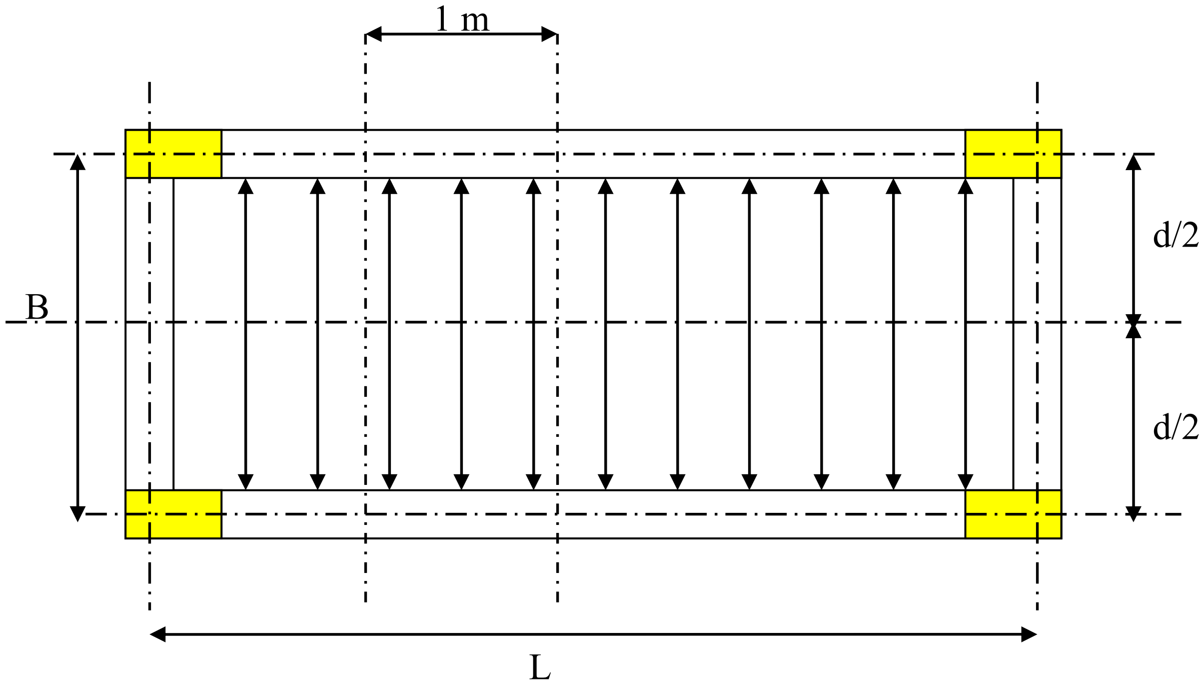
٢,٤ البلاطات ذات الاتجاه الواحد:

تعريف:

إذا كان الطول الفعال للبلاطة المصمتة أكبر من أو يساوي ضعف عرضها الفعال فإن البلاطة في هذه الحالة تسمى بلاطة ذات اتجاه واحد (انظر الشكل ٤- ٤)

i.e. $r = L / B \geq 2$ the slab is one way slab

حيث : r تمثل نسبة الاستطالة ، و L تمثل الطول الفعال للبلاطة ، وB تمثل العرض الفعال للبلاطة



شكل رقم (٤- ٤)

من الشكل رقم (٤- ٤) يتضح أن الأحمال المؤثرة على البلاطة تتوزع في اتجاه واحد فقط (في الاتجاه القصير للبلاطة أي في اتجاه العرض الفعال) . وعلى ذلك تكون البلاطة المحمولة على ركيزتين (على كمرتين) بطول الطرفين المتقابلين تسري عليها قواعد البلاطات ذات الاتجاه الواحد .

بناءا على ذلك تحسب البلاطات ذات الاتجاه الواحد على أساس شرائح بعرض وحدة الطول في اتجاه البحر الفعال بين الركيزتين المتقابلتين .

و يشترط ألا يقل السمك الأدنى للبلاطات ذات الاتجاه الواحد عن الآتي (وذلك لعدم حدوث ترخيم (Deflection) في البلاطات) :

١) للبلاطات حرة الارتكاز $t_{min..} = B/30$

٢) للبلاطات المستمرة من ناحية واحدة $t_{min..} = B/35$

٣) للبلاطات المستمرة من ناحيتين $t_{min..} = B/40$

حيث B البحر الفعال للبلاطة ذات الاتجاه الواحد في الاتجاه القصير .

٣,٤ البلاطات ذات الاتجاهين:

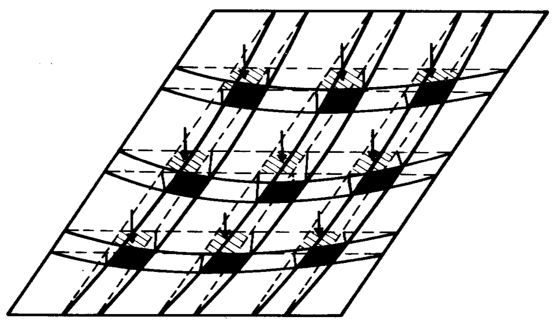
تعريف :

تعتبر البلاطات الخرسانية المسلحة المستطيلة الشكل ، والمرتكزة على جوانبها الأربعة على كمرات أو جدران ، ذات اتجاهين إذا كانت نسبة الطول إلى العرض قريبة إلى المربع وتقل عن " ٢" .

i.e. $L / b \geq 1.0 \leq 2.0$

حيث L = الطول و b = العرض

وفي هذه الحالة تنحني البلاطة تحت تأثير الحمل بمنحنى يشابه شكل الطبق . انظر الشكل رقم (٤-٥). وهذا يعني أن أية نقطة من نقاط البلاطة المحملة في اتجاهين تنحني في هذين الاتجاهين الرئيسين . وحيث إن عزوم الانحناء تتناسب طرديا ودرجة الانحناء فلا بد وأن تتواجد العزوم في البلاطة المحملة في اتجاهين في كلا الاتجاهين أيضا . ولمقاومة هذه العزوم يجب أن تسلح البلاطة في هذين الاتجاهين باستخدام طبقتين متعامدتين من الأسياخ الممتدة إلى كلتا الحافتين وبحيث تستند إحدي الطبقتين على الأخرى مباشرة وبهذا تنقل أحمال البلاطة إلى الكمرات الأربعة المرتكزة عليها البلاطة . وتعتمد نسبة توزيع الأحمال في الاتجاهين على الآتي :



شكل رقم (٤- ٥) انحناء البلاطة المحملة في اتجاهين

أ) نسبة طول البلاطة إلى عرضها أي نسبة L/b .

ب) وجود الاستمرارية في البلاطات ونوعية الارتكاز على الجوانب الأربعة .

وسنرمز لنسبة توزيع الحمل في الاتجاه القصير (العرض الفعال) بالرمز α

ولنسبة توزيع الحمل في الاتجاه الطويل (الطول الفعال) بالرمز β

تؤخذ قيمة السمك الأدنى للبلاطات ذات الاتجاهين كالآتي :

أ) للبلاطات حرة الارتكاز $t_{min..} = b/35$

ب) للبلاطات المستمرة أو المثبتة $t_{min.} = b/45$

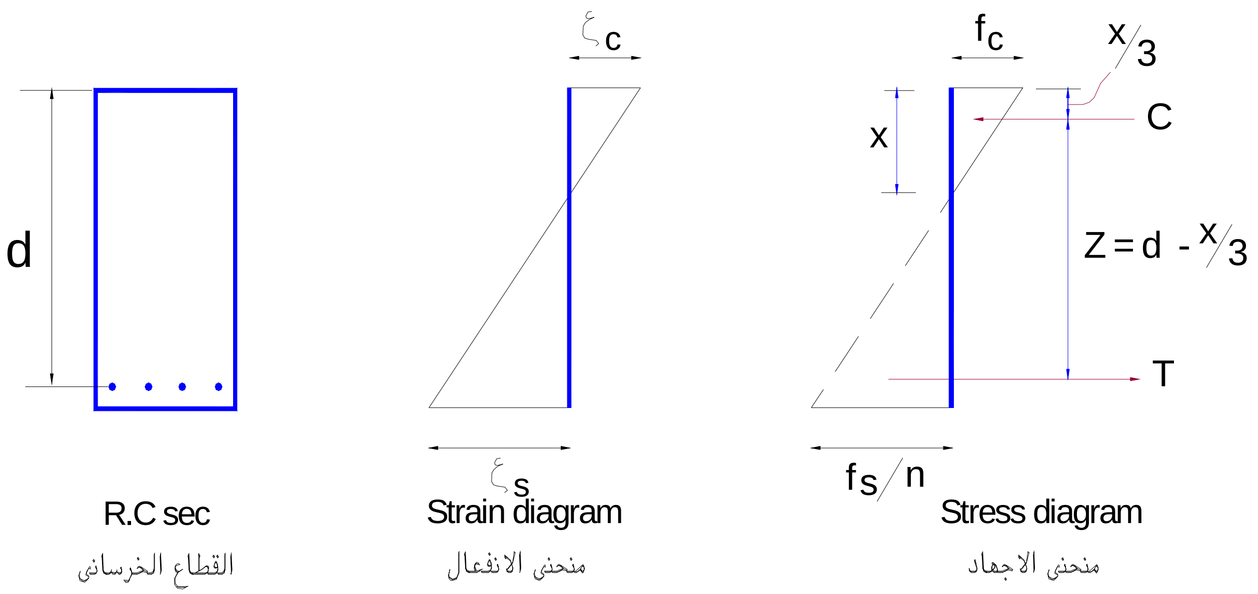
حيث b تمثل أقصر بحر فعال للبلاطة .

٤-٤ تصميم البلاطات المصمتة المستطيلة ذات الاتجاه الواحد:

تعتبر نظرية برنولي (Bernoulli theorem) وقانون هوك (Hook's Law) القاعدتين الأساسيتين لنظرية المرونة للمادة المركبة من خرسانة وحديد تسليح . والفروض الأساسية المأخوذة في الاعتبار في تحليل الخرسانة المسلحة المعرضة لعزوم انحناء تكون كالآتي : .

١,٤,٤ تحليل القطاع تحت تأثير عزوم الانحناء الصافية (Pure Bending Moment or Pure Flexure)

- يتم إهمال مقاومة الخرسانة للشد
- لاتوجد أية حركة نسبية لحديد التسليح في الخرسانة (إنزلاق تماسك) (Bond slip)
- الإجهادات في الخرسانة وحديد التسليح تكون داخل النطاق المرن من الصفر إلى إجهادات التشغيل
- القطاعات المستوية (Plane cross sections) للأعضاء قبل التحميل تظل مستوية تحت تأثير الحمل . انظر الشكل رقم (٤- ٦).



شكل رقم (٤- ٦)

وهذه الفروض تؤدي إلى الصيغ المعروفة لإيجاد عمق القطاع الخرساني وحديد التسليح وهي كالآتي:

المعادلة االأولى :

$$d = k_1 \sqrt{\frac{M}{b}} \qquad (4\text{-}1)$$

حيث b = عرض القطاع الخرساني (منطقة الضغط)

d = عمق القطاع الخرساني

k_1 = ثابت يعتمد على كل من إجهاد التشغيل للخرسانة المسموح به (f_c) وإجهاد حديد التسليح المسموح به (f_s). انظر الجدول رقم (٤- ١).

M = أقصى عزم انحناء يؤثر على القطاع الخرساني.

المعادلة الثانية :

$$A_s = \frac{M}{k_2 \times d} \qquad (4\text{-}2)$$

حيث A_s = مساحة مقطع حديد التسليح المطلوبة لمقاومة عزوم الانحناء (M)

d = عمق القطاع الخرساني

K_2 = ثابت يعتمد على كل من إجهاد التشغيل للخرسانة المسموح به (f_c) وإجهاد حديد التسليح المسموح به (f_s). انظر الجدول رقم (٤- ١).

M = أقصى عزم انحناء يؤثر على القطاع الخرساني.

جدول رقم (٤- ١) معاملات التصميم للانحناء

fs	fc	45	50	55	60	65	70	75	80	90	95	100	105
F_s=1000	α	.403	.428	.452	.474	.494	.512	.529	.545	.574	.588	.600	.612
	β	.866	.857	.849	.842	.835	.829	.824	.818	.809	.804	.800	.796
	k_1	.357	.330	.308	.289	.273	.259	.247	.237	.219	.211	.204	.193
	k_2	866	857	849	842	835	829	524	818	809	804	800	796
F_s=1200	α	.360	.385	.407	.428	.448	.467	.484	.500	.529	.543	.555	.567
	β	.880	.872	.864	.857	.851	.844	.839	.833	.823	.819	.815	.811
	k_1	.374	.345	.322	.301	.284	.269	.256	.245	.226	.218	.210	.204
	k_2	1058	1048	1037	1029	1021	1013	1007	1000	988	983	978	973
F_s=1400	α	.325	.349	.372	.391	.411	.429	.446	.462	.491	.504	.517	.529
	β	.892	.884	.876	.870	.863	.857	.851	.846	.836	.832	.826	.824
	k_1	.391	.360	.335	.313	.295	.279	.265	.253	.233	.224	.216	.209
	k_2	1248	1237	1227	1217	1208	1200	1192	1185	1171	1165	1162	1154
F_s=1600	α	.297	.319	.340	.360	.379	.396	.413	.429	.458	.471	.484	.496
	β	.901	.894	.887	.880	.874	.868	.862	.857	.847	.843	.839	.835
	k_1	.408	.375	.347	.324	.305	.288	.274	.261	.240	.230	.222	.214
	k_2	1441	1430	1419	1408	1398	1389	1380	1371	1367	1349	1342	1335
F_s=2000	α		.273	.292	.310	.328	.344	.360	.375	.403	.416	.429	.440
	β		.909	.803	.897	.891	.885	.880	.875	.866	.861	.857	.853
	k_1		.402	.371	.346	.328	.306	.290	.276	.252	.242	.233	.225
	k_2		1818	1898	1793	1782	1771	1769	1750	1731	1723	1715	1706
F_s=2200	α		.254	.273	.290	.307	.323	.338	.353	.380	.393	.406	.417
	β		.915	.909	.903	.898	.892	.887	.882	.873	.869	.865	.861
	k_1		.415	.383	.357	.334	.315	.298	.283	.269	.248	.239	.230
	k_2		2013	2000	1987	1976	1962	1952	1940	1921	1912	1903	1894

٢,٤,٤ الشد القطري Diagonal Tension

الشد القطري هو محصلة إجهادات القص الرأسي Vertical Shear وإجهادات القص الأفقي Horizontal Shear.

وعموما لحساب إجهادات القص q فإن :

$$q = \frac{Q}{0.87 \times bd} \qquad (4\text{-}3)$$

حيث q = إجهاد القص في الخرسانة.

Q = قوى القص المؤثرة على القطاع الحرج.

٤- ٤- ٣ : ملاحظات وتوصيات طبقا للوائح بالمواصفات القياسية :

أولا : التسليح :

١) يجب ألا تقل نسبة التسليح في الاتجاه الرئيس (في حالة استعمال صلب التسليح الطري) عن ٠,٢٥ ٪ من مساحة المقطع الخرساني المطلوب .

٢) يجب ألا تقل مساحة مقطع أسياخ التوزيع العمودية على التسليح الرئيس (الحديد الثانوي) عن خمس ($\frac{1}{5}$) مساحة مقطع التسليح الرئيس . وأقل عدد لأسياخ التوزيع يمكن استعمالها هي خمسة (٥) أسياخ لكل متر.

٣) في البلاطات المستمرة التي تتساوى أو تتقارب فيها أطوال البحور (بفرق لا يزيد عن ٢٠ ٪) وتحت ظروف التحميل العادية يكسح نصف التسليح الرئيس عند ٥/١ البحر الخالص من وجه الركائز ويمتد في البحر المجاور إلى مسافة تساوي ١ /٤ أكبر البحرين وهذا إذا لم تكن الأسياخ قد رتبت تبعا لمنحنى عزوم الانحناء.

٤) أكبر مسافة بين أسياخ التسليح الرئيس في منتصف البحر لا تزيد عن ضعف سمك البلاطة وبحيث لا تتعدى ٢٠ سم على أنه يمكن استعمال خمسة (٥) أسياخ في المتر في البلاطات التي يقل سمكها عن ١٠ سم .

٥) يجب تغطية حديد التسليح بغطاء خرساني سمكه من ١,٥ إلى ٢,٠ سم .

٦) يجب ألا تقل مساحة مقطع أسياخ التسليح السفلية والممتدة إلى الركائز عن ثلث (١ /٣) مساحة مقطع التسليح الموجب المستعمل في منتصف البحر.

٧) أصغر قطر للأسياخ هو ٨ مم.

ثانيا : الأحمال:

إذا كان الحمل الحي أكبر من ٤٠٠ كجم /م٢ فيجب الأخذ في الاعتبار حالات التحميل للحمل الحي وهي كالآتي :

١) حالة التحميل الكلي كما سبق بيانه في المثال الثاني.
٢) حالة تحميل للحصول على أقصى عزوم عند الركائز.
٣) حالة تحميل للحصول على أقصى عزوم عند منتصف البحور.

ثالثا : الركائز:

يجب ألا يقل عرض ركيزة البلاطة عن سمكها وبحد أدنى مقدارة ١٠ سم . وعموما يجب ألا يستخدم حائط من الطوب سمكه أقل من ١٥ سم كحائط حامل.

رابعا : البحور :

يؤخذ البحر الفعال للبلاطات مساويا للبحر الخالص بين الركائز مضافا إليه سمك البلاطة أو ١,٠٥ البحر الخالص أيهما أكبر. على ألا يزيد عن المسافة بين محاور الركائز .

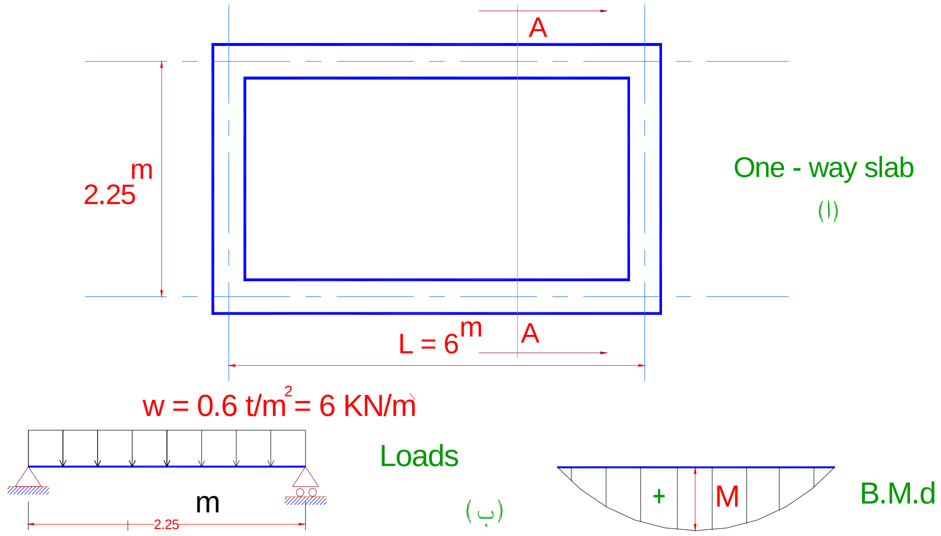
٤,٤,٤ أمثلة محلولة وتمارين:

مثال (١): صممت البلاطة ذات الاتجاه الواحد المبينة بالشكل رقم (٤- ٧). إذا كانت هذه البلاطة عبارة عن سطح نهائي أفقي يوصل إليه في مبنى سكني .

الحل:

الأحمال الدائمة : Dead loads

بافتراض أن سمك السقف (t)= ١٠ سم



شكل رقم (٤- ٧)

i.e. Own weight of slab $=1\times1\times t\times\gamma_c = t \times \gamma_c$

$$= 0.1\times 2.5 = 0.25\ t/m^2 = 2.5\ KN/m^2$$

Flooring (وزن الأرضيات) $= 0.15\ t/m^2 = 1.5\ KN/m^2$

Live Loads (L.L.) (الحمل الحي) $= 0.20\ t/m^2 = 2.0\ KN/m^2$

Total Loads (w_t) (الحمل الكلي) $= 0.60\ t/m^2 = 6.0\ KN/m^2$

Bending Moments (عزوم الانحناء)

Section A-A:

$M = w_t \times L^2/8 = 0.6 \times (2.25)^2 / 8 = 0.380$ m.t /m

Assume $f_c = 60$ kg / cm^2 ($f_{cu} = 250$ kg / cm^2)

And $f_s = 1400$ kg/cm^2 (mild steel 37)

i.e. From table (4-1)

$k_1 = 0.313$ and $k_2 = 1217$

عند حساب عمق القطاع الخرساني (d) نأخذ شريحة من البلاطة بعرض ١,٠ متر (b=100cm.)

$$d = k_1\sqrt{\frac{M}{b}} = 0.313\sqrt{\frac{0.380 \times 100000}{100}} = 6.10 \text{ cm.}$$

لاحظ أن الحد الأدنى لسمك السقف (t) = ٨ سم . وذلك لمنع تسرب المياه ولإمكانية عزل الصوت وخلافه .

I.e. take $t_{min} = 8.0$ cm.

$d_{act.} = t - \text{cover} = t - (1.5: 2.0 \text{ cm}) = 8.0 - 1.5 = 6.5$ cm.

حساب مساحة مقطع حديد التسليح :

$$A_s\,main = \frac{M \times 10^5}{k_2 \times d} = \frac{0.380 \times 10^5}{1217 \times 6.5} = 4.8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Choose 7Ø10 mm/m (5.5cm^2/m)

Check: A_s min = 0.25% A_c = 0.25 / 100 ×10×100 = 2.5 cm^2

i.e. A_s main chosen is okay.

A_s secondary = 0.20 A_s main = 0.20 × 4.8 = 0.96 cm^2 /m

Choose A_s secondary = 5 Ø 8 mm/m (2.51 cm^2)

مثال (٢) :

صممت البلاطة الخرسانية المسلحة المصبوبة مع الكمرات الحاملة لها والمكونة من بحرين متساويين عرض كل منهما ٣,٠٠ متر والبلاطة ذات اتجاه واحد كما هو موضح بالشكل رقم (٤- ٨) . مع العلم بأن هذه البلاطة تمثل سقفاً متكرراً في مبنى سكني (الحمل الحي = ٢٠٠ كجم / م٢) .

الحل :

$$r = \frac{L}{b} = \frac{6}{3} = 2 \qquad \text{(One way slab)}$$

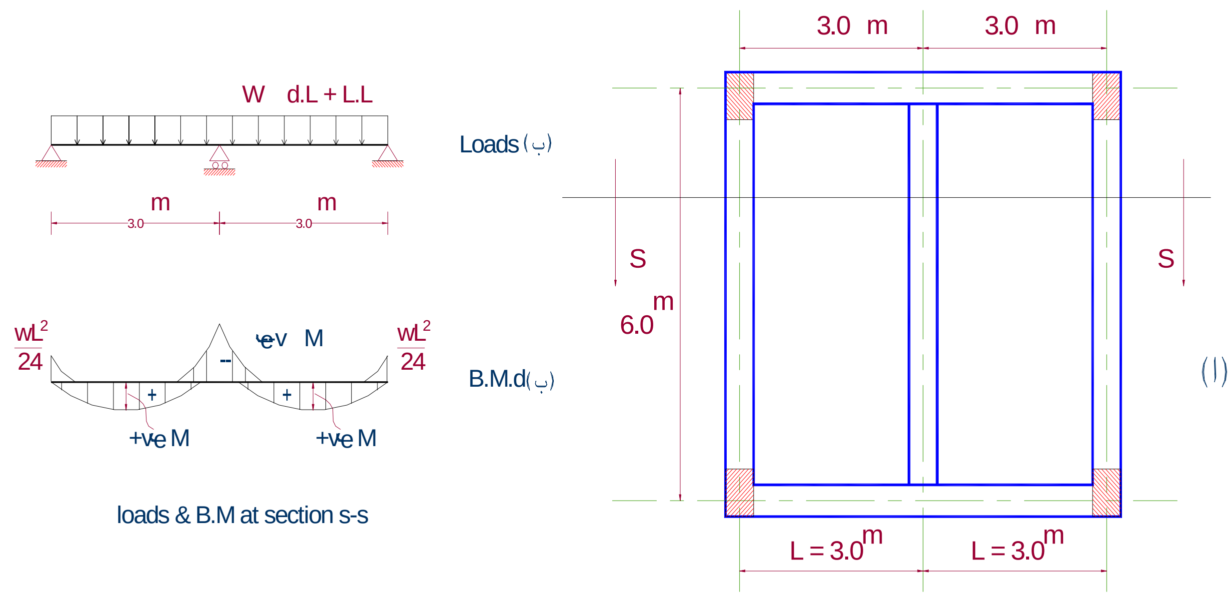
Loads on Slab: assume t_s=10 cm.

O.w. of slab = 0.1 ×2.5 = 0.25 t/m^2 = 2.5 KN/m^2

Flooring = 0.15 t/m^2 = 1.5 KN/m^2

L.L. = 0.20 t/m^2 = 2.0 KN/m^2

Total load w_t = = 0.60 t/m^2 = 6.0 KN/m^2



شكل رقم (٤- ٨)

Bending Moments:

$$M_{+ve} = \frac{w_t \times l_1^2}{11} = \frac{0.6 \times 9}{11} = 0.49 mt/m$$

$$M_{-ve} = \frac{w_t \times l_1^2}{9} = \frac{0.6 \times 9}{9} = 0.6 mt/m$$

ملاحظة : حيث إن الحمل الحي أقل من ٤٠٠ كجم /م٢ فلا داع لعمل حالات تحميل (Cases of loading) ويكتفي بأخذ حالة التحميل الكلي (case of total loads) .

Assume f_c =60 kg / cm2 (f_{cu} = 250 kg / cm^2)

And f_s = 1400 kg/cm2 (mild steel 37—24/35)

i.e. From table (4-1)

k_1= 0.313 and k_2 = 1217

عند حساب عمق القطاع الخرساني (d) نأخذ شريحة من البلاطة بعرض ١,٠ متر (b=100cm.)

$$d = k_1\sqrt{\frac{M}{b}} = 0.313\sqrt{\frac{0.6 \times 100000}{100}} = 7.74 \text{ cm.}$$

Take t = 10.0 cm

$d_{act.}$ = t – cover = t – (1.5: 2.0 cm) = 10.0 – 1.5 = 8.5 cm.

حساب مساحة مقطع حديد التسليح لمقاومة العزوم الموجبة :

$$A_{s1} main = \frac{M_{+ve} \times 10^5}{k_2 \times d} = \frac{0.49 \times 10^5}{1217 * 8.5} = 4.74 \text{ cm}^2\text{/m}$$

Choose 7 Ø 10 mm/m (5.5cm^2/m)

Check: A_s min = 0.25% A_c = 0.25/100 ×10×100 = 2.5 cm^2

i.e. A_{s1} main chosen is okay.

A_{s1} secondary = 0.20 A_{s1} main = 0.20× 4.74 = 0.948 cm^2 /m

Choose A_{s1} secondary = 5 Ø 8 mm/m (2.51 cm^2)

حساب مساحة مقطع حديد التسليح لمقاومة العزوم السالبة:

$$A_{s2}\,main = \frac{M_{-ve} \times 10^5}{k_2 \times d} = \frac{0.6 \times 10^5}{1217 \times 8.5} = 5.8\ cm^2/m$$

Choose 8 Ø 10 mm/m ($6.28 cm^2/m$)

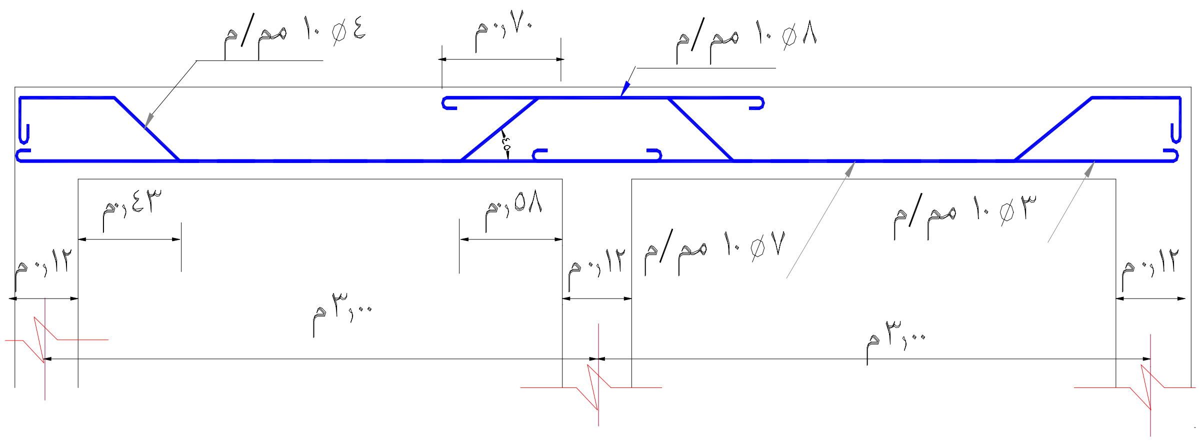
Check: A_s min = 0.25% A_c = 0.25/100 ×10×100 = 2.5 cm^2

i.e. A_{s2} main chosen is okay.

A_{s2} secondary = 0.20 A_{s2} main = 0.20× 5.8 = 1.16 cm^2 /m

Choose A_{s2} secondary = 5 Ø 8 mm/m (2.51 cm^2)

و تكون طريقة وضع حديد التسليح داخل القطاع الخرساني للمثال رقم (٢) كما هو موضح في الشكل رقم (٤- ٩).



شكل رقم (٤- ٩): يبين تفاصيل حديد التسليح داخل القطاع الخرساني للبلاطة.

٥,٤ تصميم البلاطات المفرغة ذات الاتجاه الواحد:

ينقسم السقف (شكل رقم ٤.١٠) إلى:

١) بلاطة عليا تعمل على أخذ الضغط الناتج عن عزوم الانحناء الموجبة وألا يقل سمك البلاطة العليا عن ٥ سم.

٢) عدة كمرات متراصة بينهما طوب مفرغ. ويجب ألا تزيد المسافة بين الكمرة والأخرى عن ٧٠ سم وألا يقل سمك روح الكمرة عن ٥ سم.

٣) الطوب المفرغ: **يوضع الطوب المفرغ في الأسقف الخرسانية** (شكل رقم ١١,٤) **لغرضين أساسيين:**

- **لزيادة مقدرة السقف على عزل الحرارة والصوت.**
- **لتخفيف وزن السقف مع زيادة مقاومته مع الاقتصاد في كميات الخرسانة والحديد المستهلكة.**

ولاتتعدى مهمة الطوب فيها عن كونه حشو لادخل له في حساب المقاومة التي تترك كلية للخرسانة.



شكل رقم ٤- ١٠

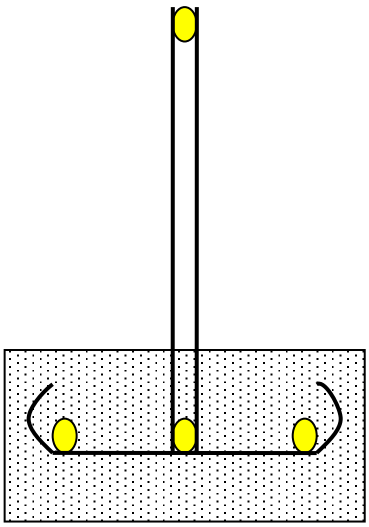


شكل رقم ٤- ١١

<u>تسليح الكمرة</u>: يترتب التسليح غالبا بوضع سيخين أو ثلاثة أسياخ (شكل رقم ١٢,٤) في الأسفل لمقاومة العزوم الموجبة و يكسح أحدهما قرب الطرف ليعمل على مقاومة ما ينجم عند الارتكاز من عزوم سلبية في كل كمرة . ويشترط تزويد الكمرة بكانات رأسية لمقاومة قوى القص عند الركائز.

<u>تسليح البلاطة العليا</u>: ولتوزيع الأحمال يجب تزويد البلاطة العليا بأسياخ توزيع أقلها ثلاثة أسياخ في المتر من قطر ٦ مم في الاتجاهين أو عدد أكثر من الأسياخ الأقل قطرا بحيث يتساوى مجموع مساحة قطاعاتها العرضية مع هذه الأسياخ (شكل رقم ١٠,٤).

ففي الأسقف التي تتراوح فتحاتها بين ٤ و ٦ متر يجب وضع كمرة عرضية على الأقل وإذا زادت الفتحة عن ستة أمتار يجب ألا يقل عدد هذه الكمرات عن اثنين.
وفي حالة الكمرات المستمرة يجب مراعاة ما تحدثه عزوم الانحناء السلبية من قوى الضغط في سطح البلاطة الأسفل في مواضع الارتكاز. وتتحمل روح الكمرة وحدها بمقاومة كل قوة القص الواقعة عليها.



شكل ١٢,٤ : تسليح الكمرة.

إنشاءات خرسانية

تصميم الكمرات الخرسانية

تصميم الكمرات الخرسانية

٥

الجدارة:

تتناول هذه الوحدة دراسة التحليل الإنشائي وتصميم الكمرات الخرسانية المصمتة وذلك باستخدام طريقة إجهادات التشغيل، هذا بالإضافة إلى دراسة تحليل وتصميم القطاعات الحرجة لهذه الأعضاء الإنشائية. كما تتناول هذه الوحدة أيضا التوصيات الهامة عند اختيار النظام الإنشائي للكمرات والتي تنص عليها اللوائح بالمواصفات القياسية.

الأهداف :

١) أن يتعرف المتدرب على الوظائف الرئيسة للكمرات الخرسانية المسلحة.ودرجة أهميتها في المبنى
٢) أن يكون المتدرب قادرا على عمل التحليل الإنشائي المبسط للكمرات الخرسانية البسيطة والمستمرة التي يمكن عمل التحليل الإنشائي لها بالطرق البسيطة.
٣) أن يتعرف المتدرب على مبادئ التصميم للكمرات الخرسانية باستخدام طرق المواصفات القياسية.
٤) أن يتعرف المتدرب على رسم قطاعات طولية وعرضية للكمرات وعلى التوصيات الهامة الخاصة بالكمرات والتي تنص عليها اللوائح بالمواصفات القياسية.

مستوى الجدارة.

بعد انتهاء المتدرب من دراسة هذه الوحدة يكون قادرا على استيعاب الجدارة والأهداف بنسبة ١٠٠ ٪

الوقت المتوقع لإنجاز الجدارة: ثلاث أسابيع

متطلبات الجدارة:

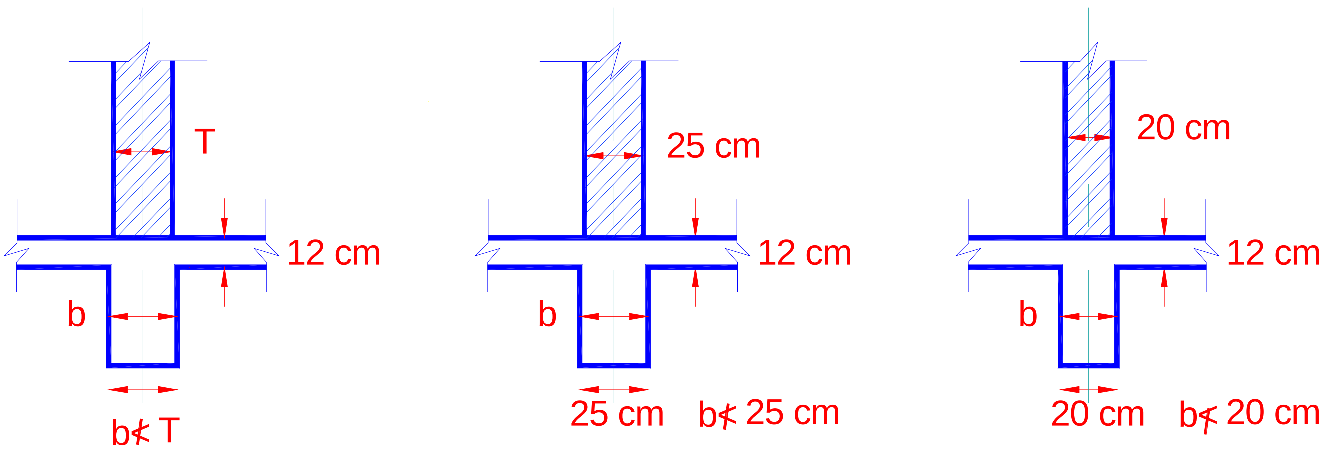
دراسة مقرر الإستاتيكا.

خواص مواد البناء بالإضافة إلى معرفة ماسبقت دراسته في الحقائب السابقة

١,٥ مقدمة :

تستخدم الكمرات في المباني الخرسانية للأغراض الآتية :

١) توضع الكمرات تحت الحوائط لتحميل الحائط عليها تجنبا لتحميله مباشرة على البلاطة الخرسانية الضعيفة . وفي هذه الحالة يجب أن تكون الكمرات بعرض يساوي عرض الحائط .. بمعنى أن : حائط عرض ٢٠ سم توضع أسفله كمرة بعرض لا يقل عن ٢٠ سم . وحائط عرض ٢٥ سم توضع أسفله كمرة بعرض لا يقل عن ٢٥ سم (انظر شكل رقم (٥- ١).



شكل رقم (٥- ١)

٢) توضع الكمرات أعلى الحوائط للتعتيب عليها وفي هذه الحالة يجب أن يكون عمق الكمرة كاف للنزول حتى منسوب الأعتاب . ويمكن أن يكون عرض الكمرات في هذه الأحوال مساويا أو أكبر من سمك الحوائط .

٣) تقسيم البلاطات الخرسانية ذات المساحات الواسعة إلى أجزاء كل جزء منها بمساحة يمكن تصميمها لتصبح بسمك اقتصادي وتسليح اقتصادي .

٤) تربيط الأعمدة مع بعضها وذلك لعمل مفعول الإطارات بين الكمرات والأعمدة للحصول على أفضل توزيع لعزوم الانحناء في الكمرات .

٥) تقليل طول الانبعاج للأعمدة.

وسيتم شرح هذا الجزء في الوحدة السادسة عند دراسة الأعمدة الخرسانية المسلحة.

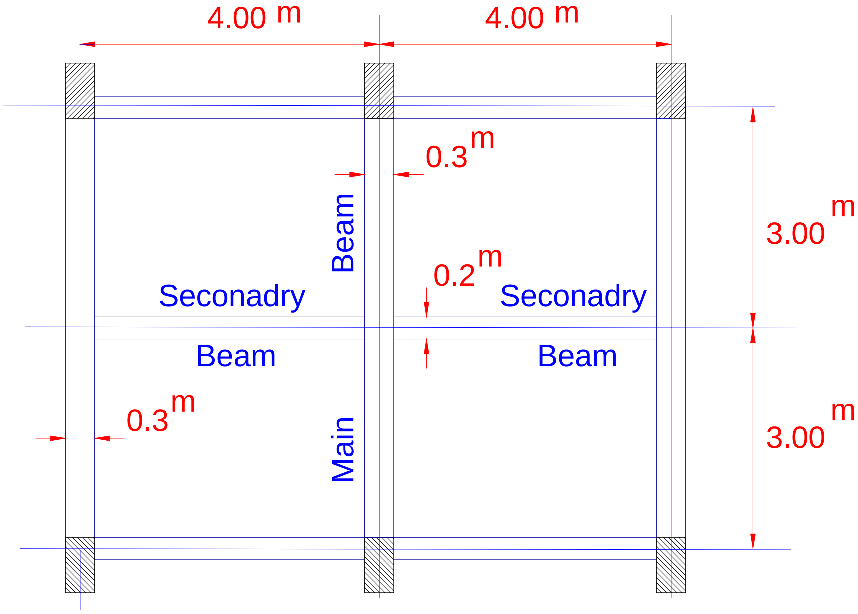
٢,٥ أنواع الكمرات الخرسانية وتوزيع الأحمال:

تنقسم الكمرات الخرسانية من حيث وضعها في المبنى إلى نوعين:

١) الكمرات الرئيسة Main girders

٢) الكمرات الثانوية Secondary beams

والكمرات الرئيسة هي التي يجب أن تربط الأعمدة مع بعضها (أي إنها ترتكز على هذه الأعمدة) أما الكمرات الثانوية فهي التي تقوم بتقسيم المساحات بين الكمرات الرئيسة (أي إنها ترتكز على الكمرات الرئيسة) انظر الشكل رقم (٥- ٢).

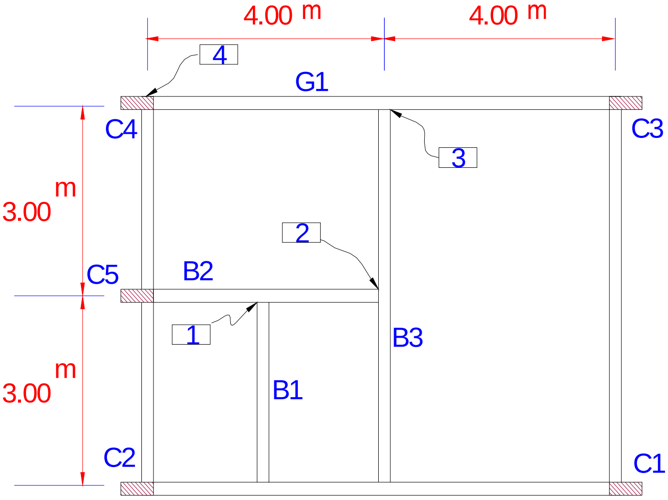


شكل رقم (٥- ٢)

ويجب الأخذ في الاعتبار بأنه لا يسمح بأكثر من ثلاث حالات تحميل (أي تحميل كمرتين ثانويتين على بعضهما بالترتيب ثم التحميل على الكمرة الرئيسة ومنها إلى الأعمدة). وذلك للحفاظ على حالة الاتزان الكلي للمبنى.

فعلى سبيل المثال، النظام الإنشائي الموضح في الشكل رقم (٥- ٣) سيئ للغاية . وذلك لوجود ثلاث كمرات ثانوية محملة على بعضها ($B_1 \rightarrow B_2 \rightarrow B_3$) حتى تصل إلى الكمرة الرئيسة (G_1) الموصلة للأعمدة. وبالتالي انتقل الحمل أربع مرات من الكمرة B_1 حتى يصل إلى العمود C_4.

ويعتبر النظام الإنشائي السابق والموضح في الشكل رقم (٥- ٣) سيئا . لأنه في حالة حدوث أي انهيار للكمرة الرئيسة G_1 لأي سبب طوال عمر المنشأ فإن هذا الانهيار سيؤدي حتما إلى انهيار كل الكمرات المحملة على الكمرة الرئيسة G_1 مما يؤدي إلى تدمير كل المساحة المحاطة بالأعمدة B_1 ، B_2 ، B_3 ، C_1 ، C_2 ، C_3 ، C_4 وبالتالي إلى انهيار النظام الإنشائي ككل .



شكل رقم (٥- ٣)

٥- ٢- ١ : توصيات هامة عند اختيار النظام الإنشائي للكمرات:

١) يجب تربيط الأعمدة (خصوصا أعمدة الأركان والزوايا والأعمدة الخارجية والطرفية) بكمرات جسيئة سواء كانت كمرات ساقطة (Dropped beams) أو بكمرات مدفونة (Embedded beams) ولا يسمح بترك أي عمود من هذه الأعمدة بدون ربط بالكمرات.

٢) عدم عمل حلزون أحمال (Loop of loading) وهو عبارة عن دائرة أحمال من كمرات كل منها تؤدي إلى الكمرة التي بعدها وفي النهاية تنتهي إلى التحميل على الكمرة التي بدأ التحميل من عندها. أو بمعنى آخر هي عبارة عن دائرة تحميل مغلقة على كمرات لا تنتهي إلى التحميل على الأعمدة مما يؤدي في النهاية إلى انهيار المساحة المحددة بهذه الكمرات ثم ربما إلى انهيار كلي للمبنى .

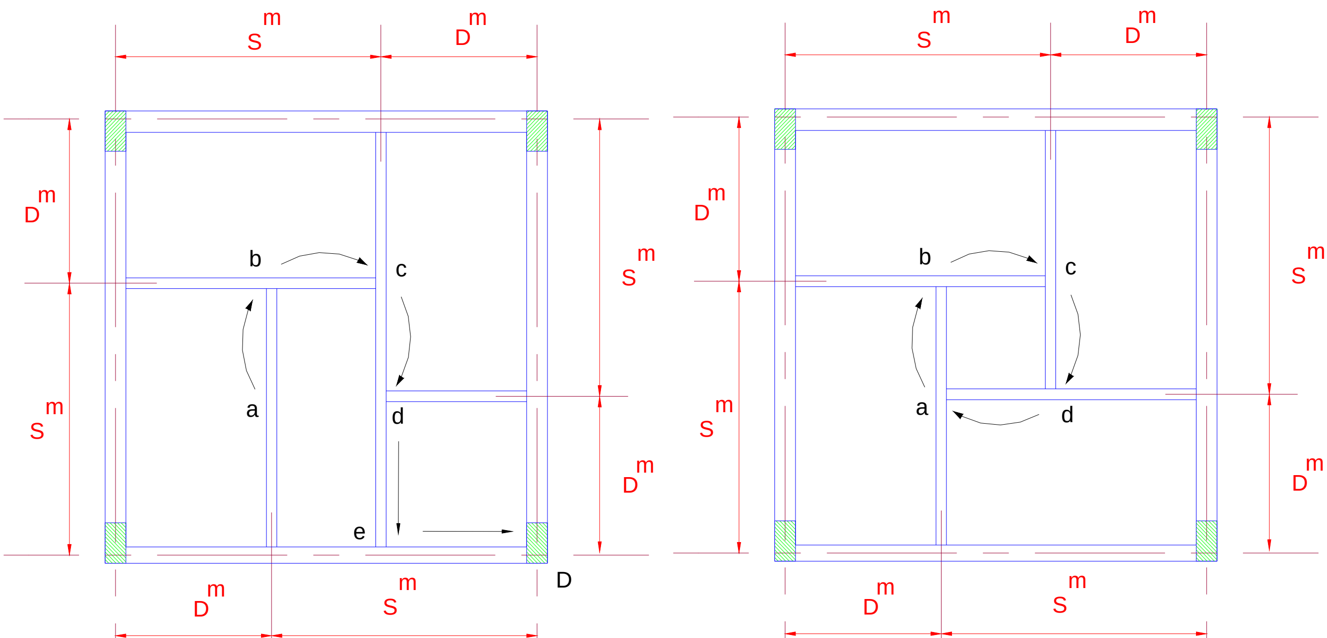
الشكل رقم (٥- ٤- أ) يمثل دائرة أحمال (أو حلزون أحمال) حيث يبدأ التحميل (على سبيل المثال) من النقطة a ثم إلى b ثم إلى c ثم إلى d ثم ينتهي التحميل إلى نقطة البداية عند a وهذا يؤدي إلى انهيارالنظام الإنشائي كله .

الشكل (٥- ٤- ب) يوضح الحل الصحيح لتجنب دائرة التحميل المغلقة الموضحة بالشكل (٥- ٤- أ).

ويتضح من الحل الموضح بالشكل رقم (٥- ٤- ب) أن التحميل يبدأ من النقطة a مثلا ثم إلى b ثم إلى c

ثم إلى d ثم إلى e ثم إلى العمود D ومنه إلى الأساسات ثم إلى التربة. وحالة التحميل هذه آمنة حيث يصل الحمل في النهاية إلى التربة بأمان.

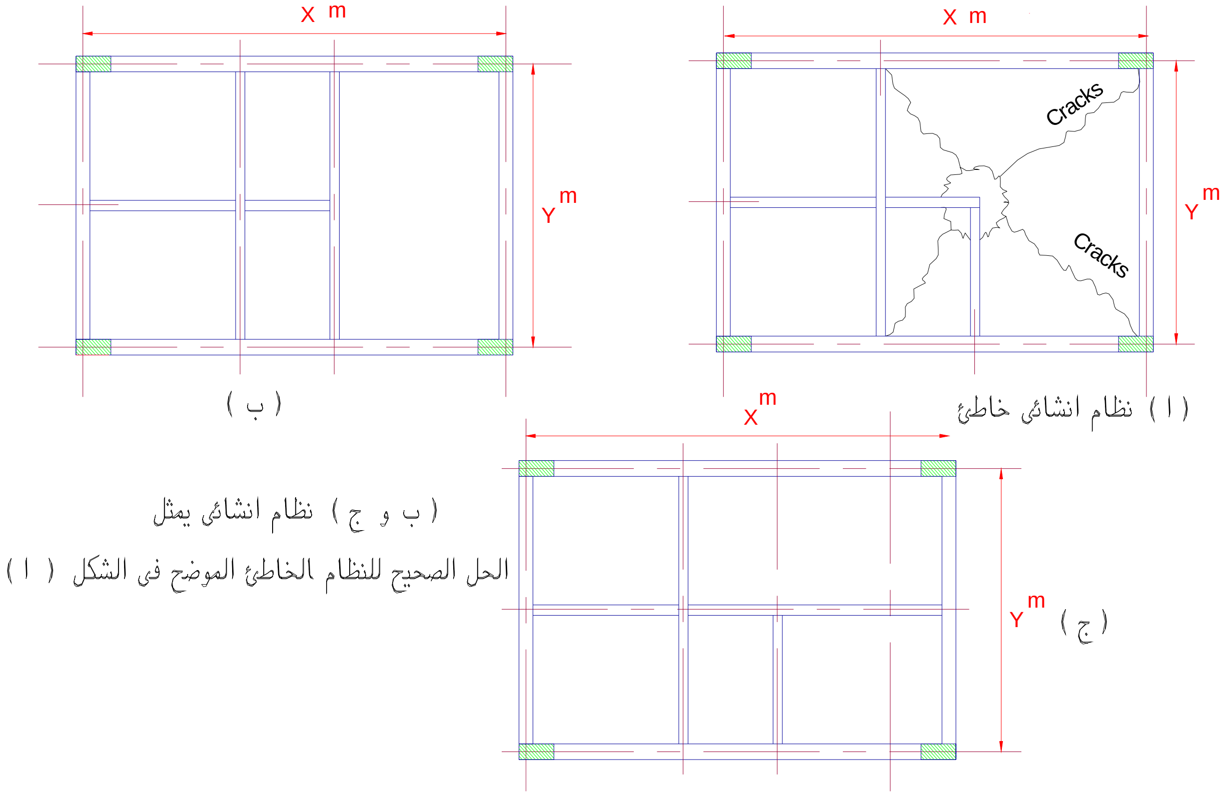
يجب تجنب عمل كوابيل داخلية (داخل المنشأ) وذلك لتجنب حدوث شروخ في البلاطات المحيطة بهذه الكوابيل انظر الشكل (٥- ٥- أ) . والأشكال رقم (٥- ٥- ب) ، (٥- ٥- جـ)، التى تمثل الحلول الصحيحة للنظام الخاطئ في (٥- ٥- أ).



(ب) نظام انشائى يمثل الحل الصحيح للنظام الخاطئ الموضح فى الشكل ا

(ا) نظام انشائى يمثل دائره تحميل مغلقه (نظام خاطئ)

(شكل رقم ٥- ٤)



شكل(٥- ٥)

٢.٢.٥ مفهوم تصميم الكمرات بطريقة إجهادات التشغيل:

عند استخدام طريقة المرونة (طريقة إجهادات التشغيل) يجب استيفاء أسس تصميم القطاعات الخرسانية المسلحة نتيجة لتأثير الأحمال والأفعال الواقعة على المنشأ والتي تضمن أن يحقق المنشأ في أجزائه المختلفة ومجموعاته كوحدة متكاملة. وطبقا للأسس الإحصائية متطلبات الاستعمال والتشغيل التي أنشئ من أجلها طوال فترة استخدامه مع ضمان عدم حدوث تشوهات أو شروخ معيبة وتوافر معامل أمان كاف ضد الانهيار وعدم الاتزان. ويمكن تحقيق ذلك بطريقة المرونة بتحديد قيم إجهادات التشغيل المسموح بها انظر الجدول رقم (١- ٥) للعناصر الإنشائية المختلفة ويتم تصميم المنشأ بحيث ألا تتجاوز الإجهادات الناتجة عن أحمال التشغيل القيم المسموح بها مع مراعاة أن يستوفي التصميم الشروط التي تضمن الاتزان وعدم حدوث الانبعاج وعدم حدوث ترخيم أو تشكلات أو تشرخ معيب .

٣,٥ حساب الأحمال على الكمرات:

الأحمال المؤثرة على الكمرات وتشمل ما يلي :

١) وزن بلاطات الأسقف المحملة على الكمرات. بأحمالها الميتة والحية والأرضيات

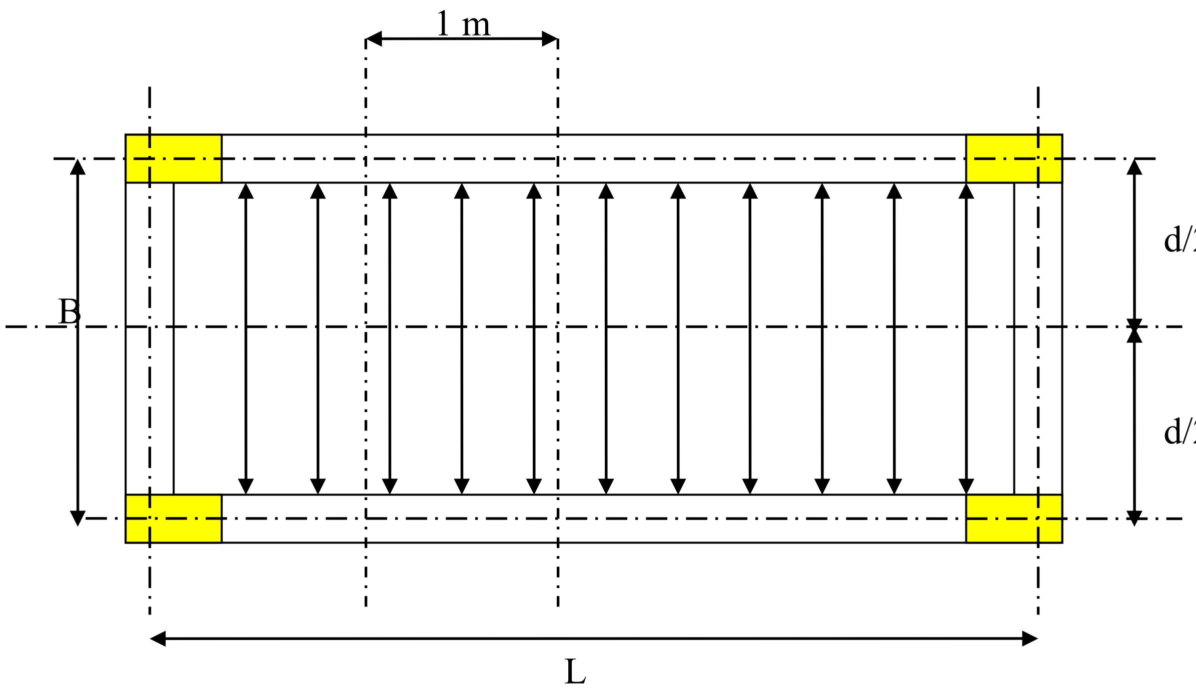
٢) الوزن الذاتي للكمرة (حمل دائم أو حمل ميت)

٣) وزن الحوائط المحملة على الكمرات (حمل دائم أو حمل ميت)

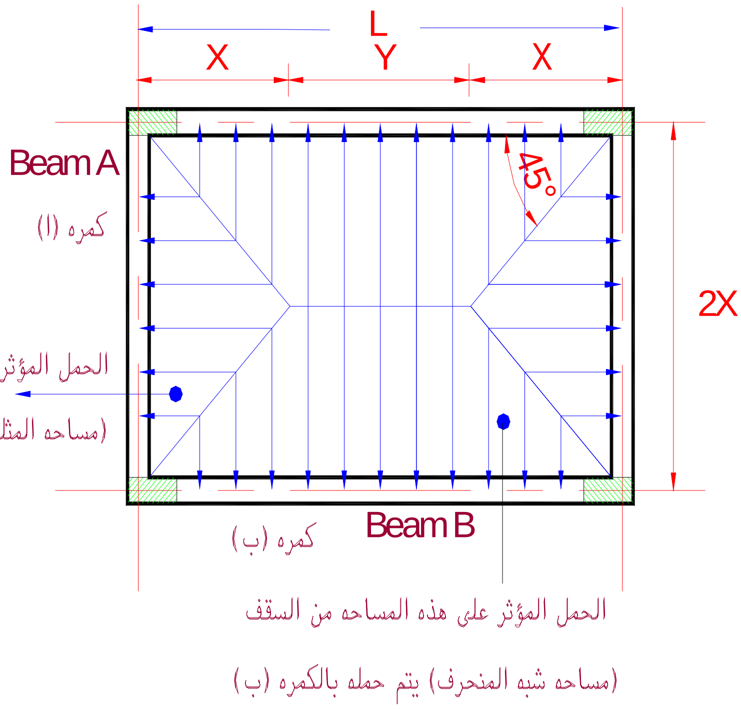
يمكن حساب أحمال البلاطات المصمتة المنقولة إلى الكمرات من واقع المساحات المحددة بخطوط منصفات الزوايا عند أركان أي باكيه كما هو مبين بالشكل (٥- ٦) و (٧,٦) وذلك على افتراض أن هذه الأحمال موزعة بانتظام على طول بحر الكمرات فيما عدا الكمرات الكابولية.

فنجد أن الكمرة (أ) مثلا محملة بحمل على شكل مثلث على طول محورها. أما الكمرة (ب) فهى محملة بحمل شبه منحرف على طول محورها .

ولأجل تحويل الأحمال ذات الأشكال على شكل مثلث أوشبه المنحرف إلى أحمال منتظمة التوزيع على كامل طول بحر الكمرة (شكل ٥,٧) يمكن استخدام المعاملات المكافئة الموجودة بالجدول رقم (٥- ١).



شكل رقم (٥- ٦) أحمال البلاطات المصمتة ذات الاتجاه الواحد المؤثرة على الكمرات.



شكل رقم (٥- ٧) أحمال البلاطات المصمتة ذات الاتجاهين المؤثرة على الكمرات.

جدول رقم (٥- ١)

قيم المعاملات α، β لتقدير الأحمال المنتظمة المكافئة للأحمال الأصلية المفروضة على الكمرات

L/2x	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
α	0.667	0.725	0.769	0.803	0.829	0.853	0.870	0.885	0.897	0.908	0.917
β	0.500	0.554	0.582	0.615	0.642	0.667	0.688	0.706	0.722	0.637	0.750

ونفرض أن:

W = حمل البلاطة المنتظم المتساوي التوزيع على وحدة المساحات.

L = طول بحر الكمرة بين محاور الركائز.

X = أقصى عرض للتحميل.

وعلى ذلك يكون:

α = معامل مكافئة الحمل لحساب عزوم الانحناء (Equivalent coefficient for moment)

β = معامل مكافئة الحمل لحساب قوى القص (Equivalent coefficient for shear)

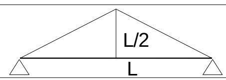
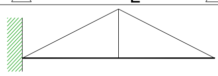
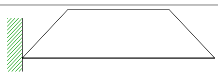
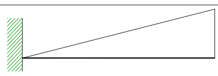
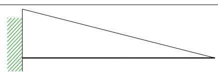
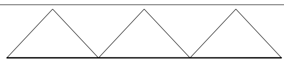
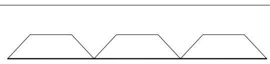
ومن ذلك يكون :

الحمل المنتظم المكافئ (للأحمال الأصلية المفروضة على الكمرة) وذلك لحساب عزوم الانحناء في الكمرات عندما تكون أكبر شدة للحمل الأصلي في منتصف البحر وأن يغطي توزيع الحمل بحر الكمرة بالكامل. = $\alpha \times w \times x$

الحمل المنتظم المكافئ (للأحمال الأصلية المفروضة على الكمرة) وذلك لحساب قوى القص وردود الأفعال في الكمرات (وكذلك عزوم الانحناء للأحمال التي لا تفي بالشرط المبين في حالة استعمال المعامل α) . = $\beta \times w \times x$

ملحوظة : للحالات الخاصة يمكن الرجوع إلى الجدول التالي رقم (٥- ٢).

جدول رقم (٥- ٢)

المسلسل	حالة التحميل	α	β
1		0.667	0.5
2		0.5	0.5
3		From table	$\beta=\alpha$
4		0.667	0.5
5		0.333	0.5
6		0.5	$\beta=\alpha$
7		From table	$\beta=\alpha$
Take β = 1/2x for one trabizoidal			

مثال (٥- ١)

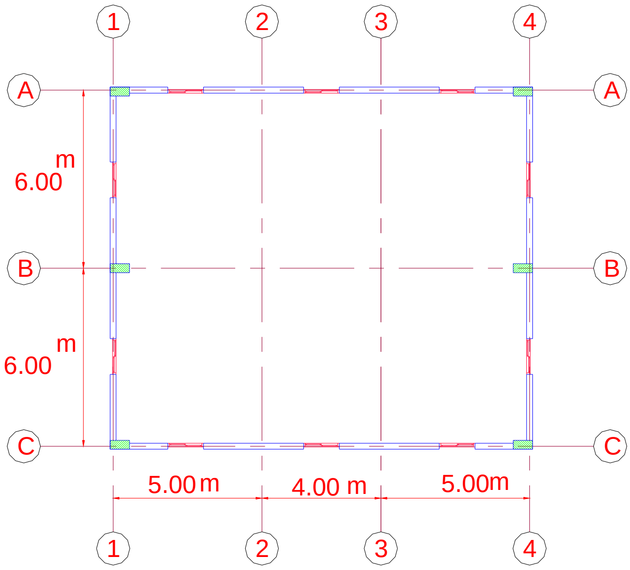
الشكل رقم (٥- ٨) يبين قطاعاً رأسياً لسقف خرساني في مبنى إداري حيث إن المسقط الأفقي المعماري موضح بالشكل رقم (٥- ٨- أ). والشكل رقم (٥- ٨- ب) يبين النظام الإنشائي للسقف . مع العلم بأن :

الحوائط مبنية من الطوب الخفيف بسمك ٢٠ سم (كثافة الطوب ١,٢ طن/ م٣).

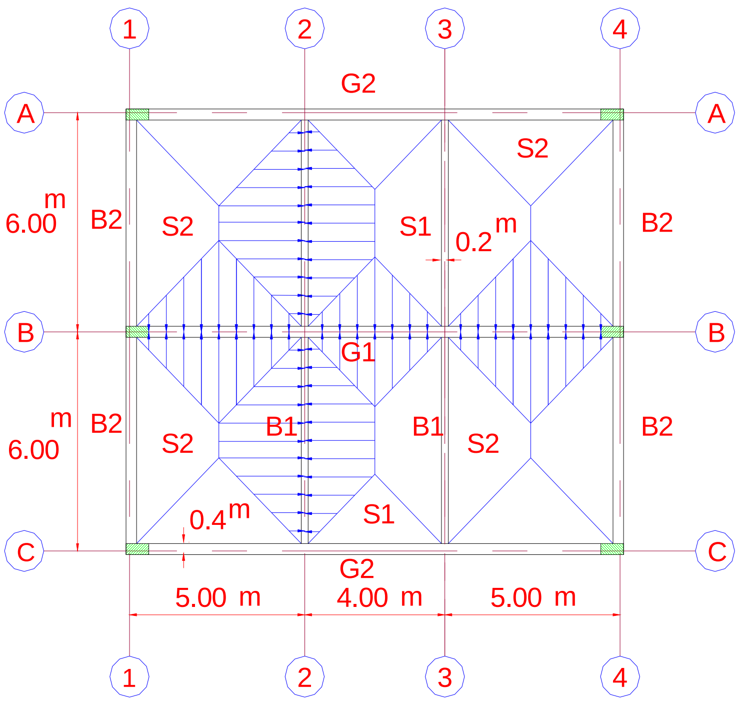
ارتفاع الدور الصالح للمبنى = ٣,٠ متر . انظر الشكل رقم (٥- ٨- ج). والمطلوب:

١) حساب أحمال التشغيل على الكمرات الثانوية B_1 وكذلك على الكمرة الرئيسة B_2 .

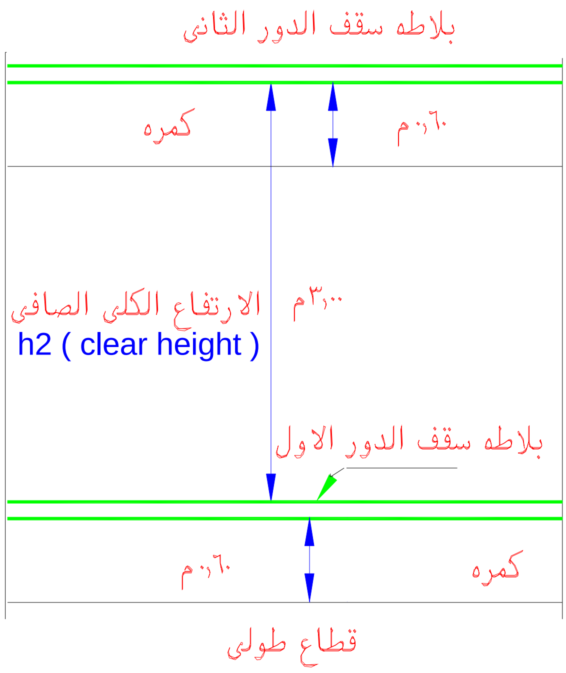
٢) حساب ورسم قوى القص وعزوم الانحناء للكمرات المذكورة في المطلوب الأول.



شكل رقم (٥- ٨- أ)



شكل رقم (٥- ٢- ب)

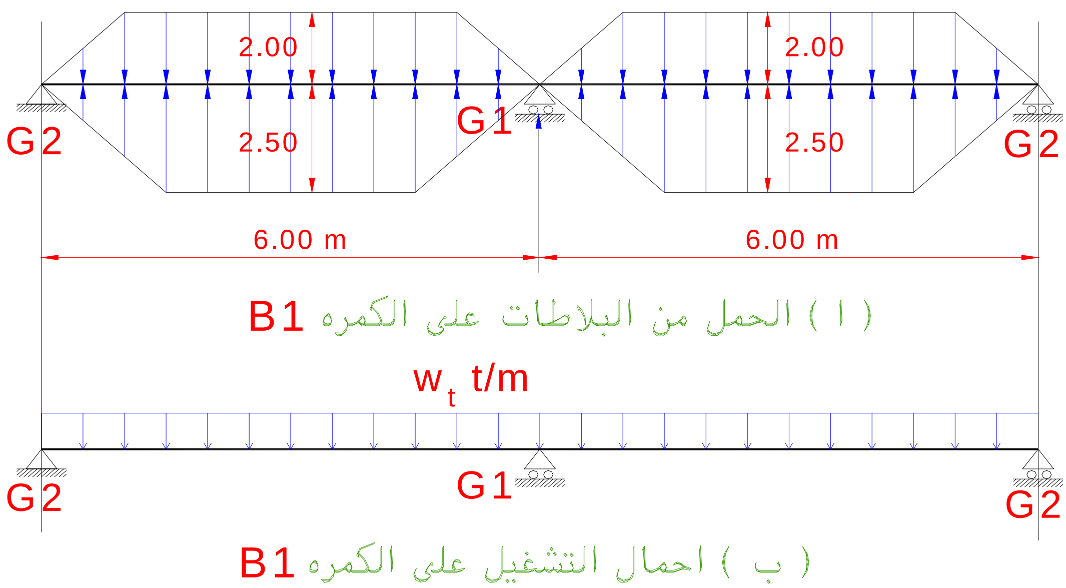


شكل رقم (٥- ٢- جـ)

الحل

أولا : حساب الأحمال على الكمرات B_1 ، B_2

حساب أحمال التشغيل على الكمرة B_1 انظر الشكل رقم (٥- ٩)



شكل رقم (٥- ٩)

W_t on beam B_1 = loads from slab + o. w. of beam

Loads on slab:

Assume $t_s = 12$ cm = 0.12 m

O.W. of slab = 0.12 × 2.5 = 0.30 t/m² = 3.0 KN / m²

O.W. of flooring = 0.15 t/m² = 1.5 KN / m²

L.L = 0.30 t/m² = 3.0 KN / m²

Total load on slab = 0.75 t/m² = 7.5 KN / m²

Slab s_1 is 4 × 6 m

$r_1 = 6/4 = 1.5$

$\alpha_1 = 0.853$ and $\beta_1 = 0.667$ (from table 5-1)

Slab s_2 is 5 × 6 m

$r_2 = 6/5 = 1.2$

$\alpha_1 = 0.769$ and $\beta_1 = 0.582$ (from table 5-1)

Beam B_1 has two equal span = 6.0 m

Assume b =20 cm

And t = span / 10 = 60 cm

وعلى ذلك تكن:

أحمال التشغيل (working loads) المؤثرة على الكمرة B_1 لحساب عزوم الانحناء كالآتي:

W_α = total working load for moment

$= 0.853 \times 0.75 \times 4/2 + 0.769 \times 0.75 \times 5/2 + 0.2\,(0.6 - 0.12) \times 2.5 = 2.96$ t/m

أحمال التشغيل (working loads) المؤثرة على الكمرة B_1 لحساب قوى القص كالآتي:

W_β = total working load for shear

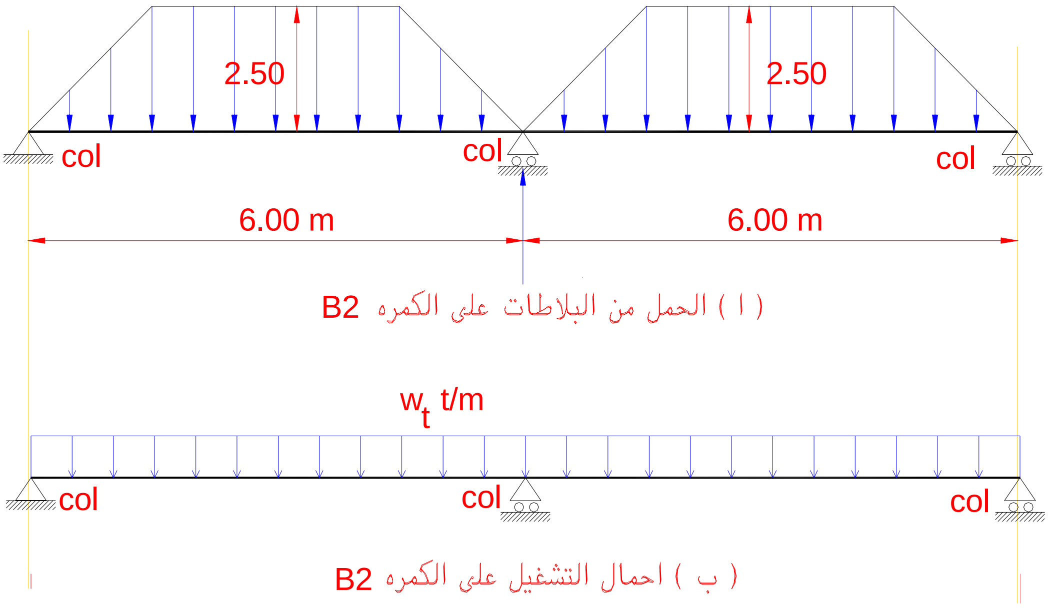
$= 0.667 \times 0.75 \times 4/2 + 0.582 \times 0.75 \times 5/2 + 0.2\,(0.6 - 0.12) \times 2.5 = 2.33$ t/m

ملاحظة: يتضح من المسقط الأفقي المعماري أن الكمرة الثانوية B_1 لا تحمل أي حوائط .

أما الكمرة الثانوية B_2 تحمل حوائط لأنها على المحيط الخارجي للمبني .

وكذلك الكمرة (العارضة) الرئيسة (Main girder) G_1 لا تحمل أيضا أي حوائط.

حساب أحمال التشغيل على الكمرة B_2 انظر الشكل رقم (٥- ١٠)



شكل رقم (٥- ١٠)

Loads on slab:

Assume t s = 12 cm = 0.12 m

O.W. of slab = 0.12 × 2.5 = 0.30 t/m^2

O.W. of flooring = 0.15 t/m^2

L.L = 0.30 t/m^2

Total load on slab = 0.75 t/m^2

Slab s_2 is 5 × 6 m

r_2 = 6/5 = 1.2

$\alpha_1 = 0.769$ and $\beta_1 = 0.582$

Beam B_2 has two equal span = 6.0 m

Assume b =20 cm

And t = span / 10 = 60 cm

Loads from wall:

H_{wall} = ارتفاع الحائط = 3.0 – 0.6 = 2.4 m

$W_{wall} = \gamma_b \times t_w$ + o.w. of plaster = 1.2× 0.2 + 0.05 = 0.29 t/m^2

وعلى ذلك تكون:

أحمال التشغيل (working loads) المؤثرة على الكمرة B_2 (لحساب عزوم الانحناء) كالآتي:

W_α = total working load for moment

= 0.769 × 0.75 × 5/2 + 0.2 (0.6 – 0.12) × 2.5 + 0.29 × 2.4 = 2.38 t/m

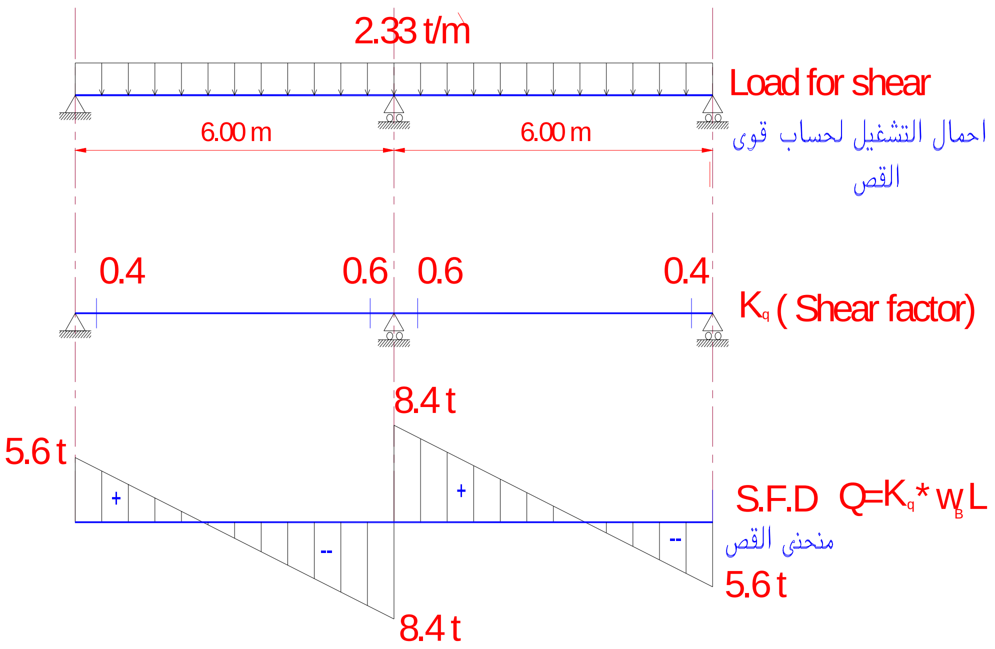
أحمال التشغيل (working loads) المؤثرة على الكمرة B_2 (لحساب قوى القص) كالآتي:

W_β = total working load for shear

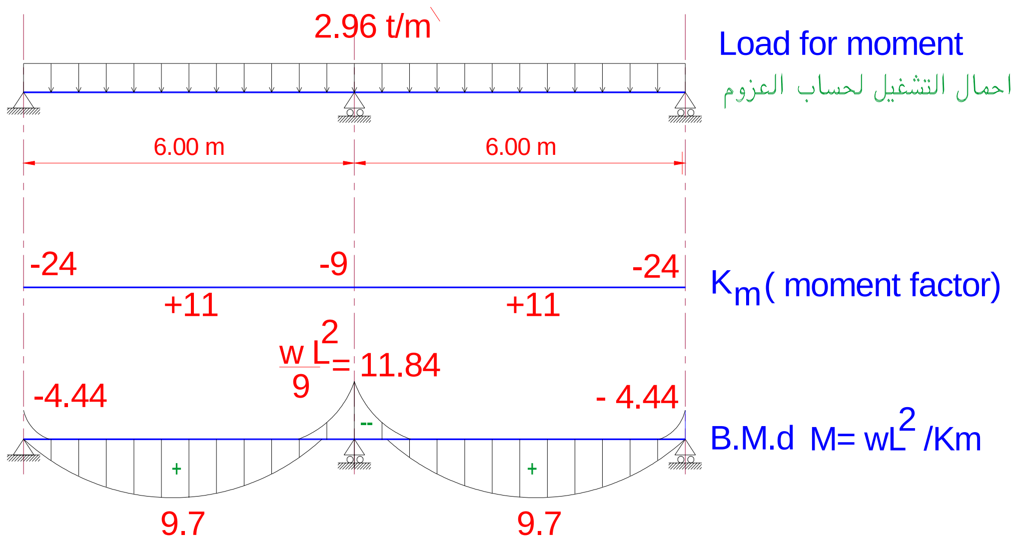
$= 0.582 \times 0.75 \times 5/2 + 0.2\ (0.6 - 0.12) \times 2.5 + 0.29 \times 2.4 = 2.38$ t/m

ثانيا : حساب قوى القص وعزوم الانحناء على الكمرات B_1 ، B_2:

١)الكمرة B_1 (ذات بحرين ويؤثر عليها حمل موزع بانتظام) انظر الشكل (٥- ١١) و (٥- ١٢)



شكل رقم (٥- ١١)



شكل رقم (٥- ١٢)

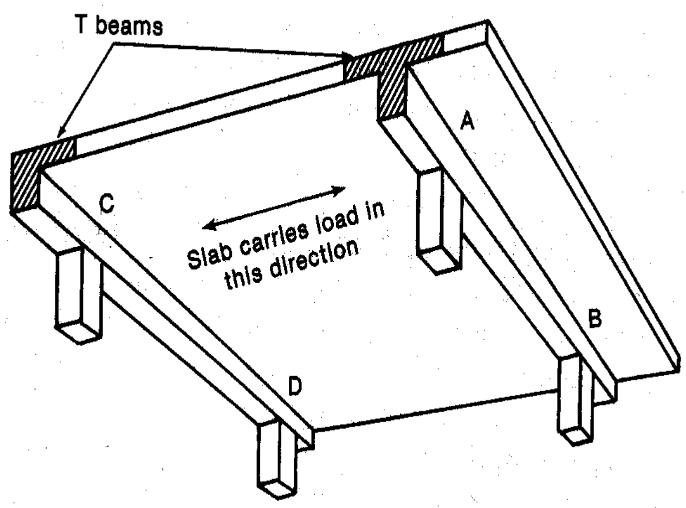
٢) الكمرة B_2 (ذات بحرين ويؤثر عليها حمل موزع بانتظام) حيث :

W_{β} (for shear) = 1.74 t/m
W_{α} (for moment) = 2.22 t/m

تمرين ١ : احسب وارسم منحنيات القص وعزوم الانحناء على الكمرة B_2 .

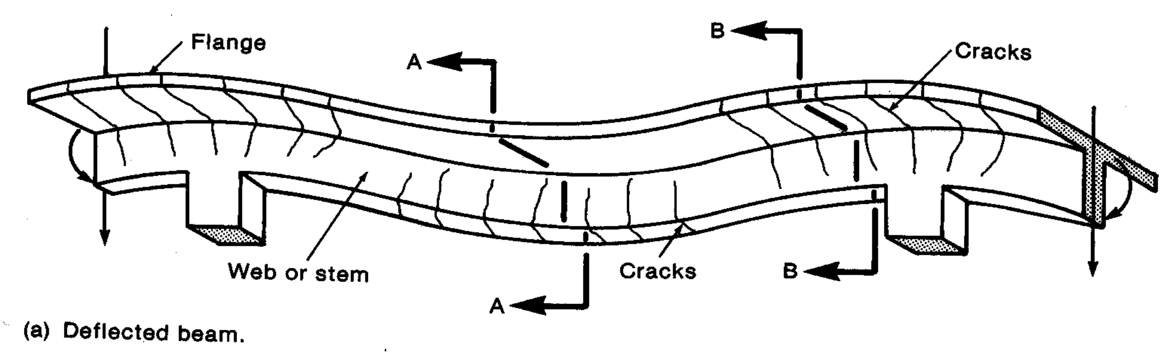
٤,٥ تصميم القطاعات المختلفة للكمرات Design of R.C. Sections of Beams:

بعد التحليل الإنشائي للكمرات تحت تأثير القوى المختلفة المؤثرة عليها وحساب قوى القص وعزوم الانحناء . تأتي بعد ذلك مرحلة تصميم وتحليل القطعات الحرجة لهذه الكمرات. ويختلف القطاع الخرساني حسب مكانه على الكمرة وحسب الأحمال المؤثرة عليه . ولتوضيح ذلك نقوم بدراسة الشكل رقم (٥- ١٣) والمكون من كمرتين وبلاطة من الخرسانة المسلحة المحملة في اتجاه واحد.



شكل رقم (٥- ١٣)

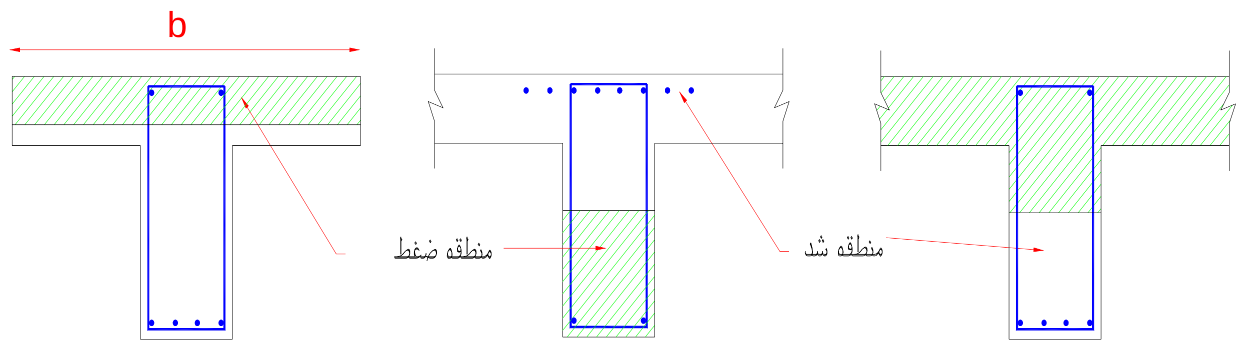
والشكل رقم (٥- ١٤) يوضح الكمرة A-B بعد حدوث انحراف (Deflection) بها نتيجة تأثيرالأحمال المختلفة المؤثرة عليها .ونتيجة لهذه الأحمال ينشأ عزم انحناء موجب عند منتصف بحر هذه الكمرة (القطاع A-A) وعزم انحناء سالب فوق الركائز (القطاع B-B) ولذلك نجد أن :



شكل رقم (٥- ١٤)

١) عند منتصف البحر توجد منطقة الضغط في الجزء العلوي من الكمرة كما هو موضح في الأشكال (٥- ١٥أ) و (٥- ١٥ب). وبدراسة الشكل (٥- ١٥أ) نجد أن محور التعادل يقع داخل بلاطة السقف والتي تمثل شفة الكمرة . وذلك يعني أن منطقة الضغط مستطيلةالشكل .ولكن في بعض الأحيان قد يتغير موضع محور التعادل أو الخمول إلى أسفل ويقع في عصب الكمرة معطيا منطقة ضغط على شكل حرف T كما هو موضح في الشكل رقم (٥- ١٥ ج)

٢) عند الركائز توجد منطقة الضغط في الجزء السفلي من الكمرة وغالبا ما تكون مستطيلة الشكل كما هو موضح في الشكل رقم (٥- ١٥ب).



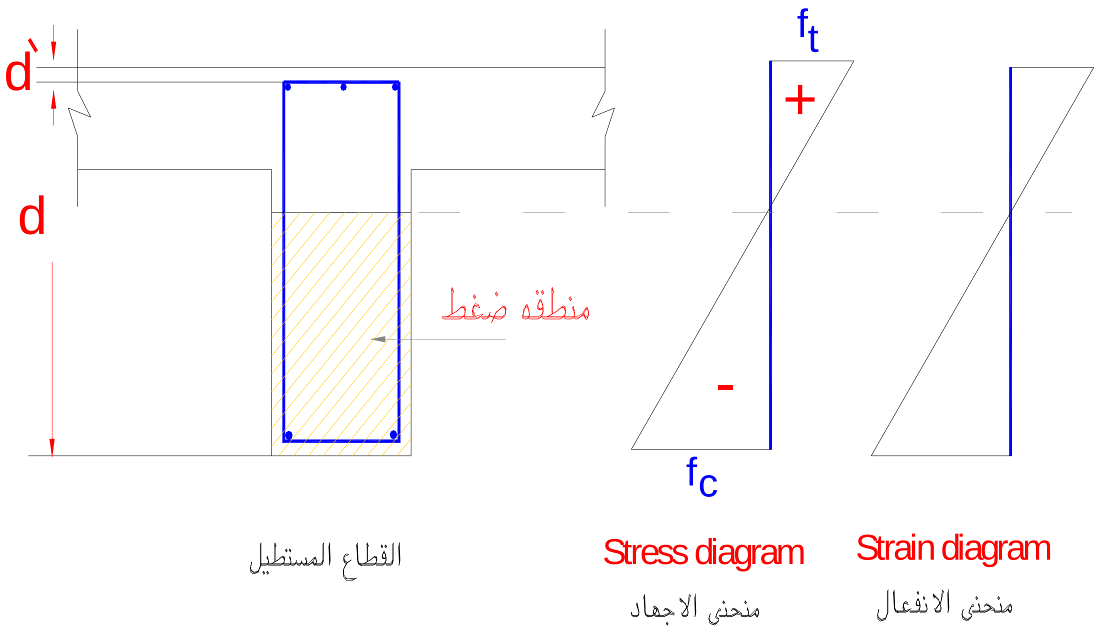
شكل رقم (٥- ١٥)

وعلى وجه العموم يمكن تصنيف القطاعات المختلفة لهذه الكمرات إلى الآتي :
أ) قطاعات مستطيلة وتتحقق إذا كانت منطقة الضغط مستطيلة الشكل (انظر الأشكال ٥- ١٥)
ب) قطاعات على شكل حرف T إذا كانت منطقة الضغط على شكل T (انظر الشكل ٥- ١٥ جـ)
وإذا كانت منطقة الضغط على شكل حرف L (L-shaped) فإن قطاع الكمرة يصمم على أنه قطاع L (L-Section)>.

١,٤,٥ طريقة تصميم القطاعات الخرسانية المستطيلة الشكل :

الطريقة الرئيسة لتصميم القطاعات المستطيلة طبقا لنظرية المرونة والمعروفة بطريقة إجهادات التشغيل وطبقا للوائح القياسية تلخص هذه الطريقة في التالي :

١) يفترض أن توزيع الإجهاد خطي (Linear) على طول القطاع كما هو موضح في الشكل رقم (٥- ١٦).
٢) بفرض أن الخرسانة في منطقة الشد مهملة وتعمل فقط في منطقة الضغط مع حديد التسليح أما الحديد فهو الذى يتحمل إجهاد الشد بالكامل والمواصفات القياسية المختلفة في العالم تعطى قيما مسموح بها لكل من إجهاد الخرسانة المسموح به f_c في الضغط وكذلك إجهاد حديد التسليح المسموح به في الشد والضغط f_s.



شكل رقم (٥- ١٦)

٣) بعد حساب الأحمال المؤثرة على الكمرة كما ذكر سابقا يمكن حساب عزم الانحناء (M) المؤثر على القطاع الخرساني وكذلك قوة القص (Q) المؤثرة على نفس القطاع .

٤) نحسب عمق القطاع الخرساني d من المعادلة التالية :

$$(5\text{-}1)\quad d = k_1 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

حيث:

d = عمق القطاع الخرساني المستطيل (Depth of R.C. Sec.) شاملا سمك البلاطة الخرسانية (انظر الشكل رقم (٥- ١٦) & (٥- ١٧))

k_1 = ثابت يعتمد على كل من إجهاد تشغيل الخرسانة المسموح به (f_c) وكذلك على إجهاد تشغيل التسليح المسموح به (f_s) انظر الجدول رقم (٤- ١) السابق ذكره في الوحدة الرابعة.

B = عرض القطاع الخرساني في منطقة الضغط.

٥) نختار قيما تصميمية لكل من f_{cu} وبالتالي f_c وكذلك b , f_s

فمثلا : إذا كانت :

$f_{cu} = 250\ kg/cm^2$, $f_c = 80\ kg/cm^2$ and $f_s = 1400\ kg/cm^2$

So, $k_1 = 0.253$, $k_2 = 1185$

٦)يمكن حساب عمق القطاع الخرساني d من العلاقة الموضحة في المعادلة رقم (٤- ١)

٧)يمكن حساب مساحة مقطع حديد التسليح A_s المطلوب من العلاقة التالية :

$$(5\text{-}2)\quad A_s = \frac{M}{k_2 \times d}$$

From figure (5-21)

$t = d + d'$

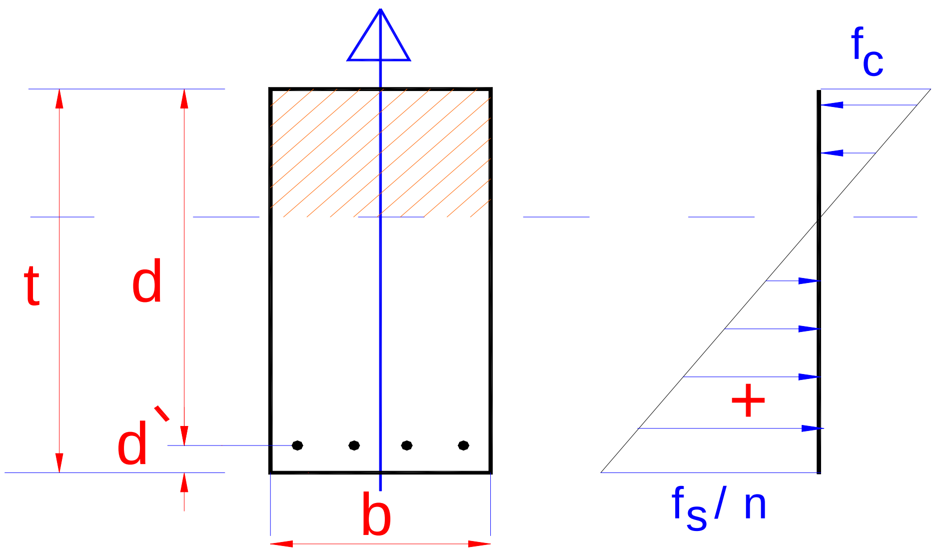
Where; $d' = 3 + Ø/2 + (2.5 + Ø/2) \times (n-1)$

حيث : n = عدد صفوف أسياخ حديد التسليح .

يتضح أنه إذا كانت عدد صفوف أسياخ التسليح (n) = صف واحد ، Ø = ٢٠ مم فإن :

$d' = 3 + Ø/2 \approx 4$ cm.

وهذا يمثل أقل غطاء خرساني للحديد . انظر الشكل (٥- ١٧).



شكل رقم (٥- ١٧)

٢,٤,٥ تصميم القطاعات الخرسانية على الشكل T و L (الكمرات ذات الشفة)

توجد أشكال مختلفة للكمرات ذات الشفة . مثال ذلك الشكل ∏ والشكل I والشكل T والشكل L وفي هذا البند سوف نعتبر في التصميم الشكل T والشكل L فقط (الشكل ٥- ١٨).

وفي جميع الأحوال فإن الشفة يجب أن تكون من ناحية جهة الضغط من القطاع وذلك لإضافتها في التصميم للقطاع والاستفادة منها في إنقاص العمق التصميمي .

وحالة الكمرة بسيطة الارتكاز تعتبر مثالاً جيداً للكمرة ذات الشفة على شكل حرف T . والشفة للقطاع ما هي إلا بلاطة السقف المحمل على الكمرة . وعلى حافة أي طابق (Floor) فإن كل قطاعات الكمرات عند منتصف بحورها تعتبر قطاعات على شكل حرف L .

والعرض الفعال (B) لبلاطة السقف التي يمكن أخذها في الاعتبار في تصميم القطاع على شكل حرف T والقطاع شكل حرف L يكون كالتالي:

العرض الفعال B من البلاطةتؤخذ القيمة الأصغر من القيم التالية :

أ) للقطاع شكل حرف T

$B = 12\, t_s + b$

Or $B = L/3$ (for simple beams) (5-3)

Or $B = L/4.5$ (for continuous beams)

ب) للقطاع شكل حرف L

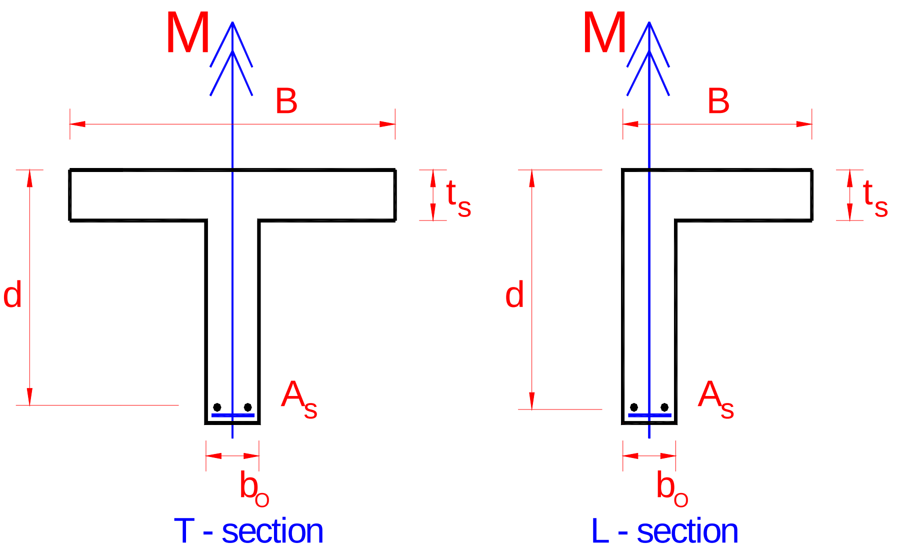
$B = 4.5\, t_s + b$

Or $B = L/6$ (for simple beams) (5-4)

Or $B = L/9$ (for continuous beams)

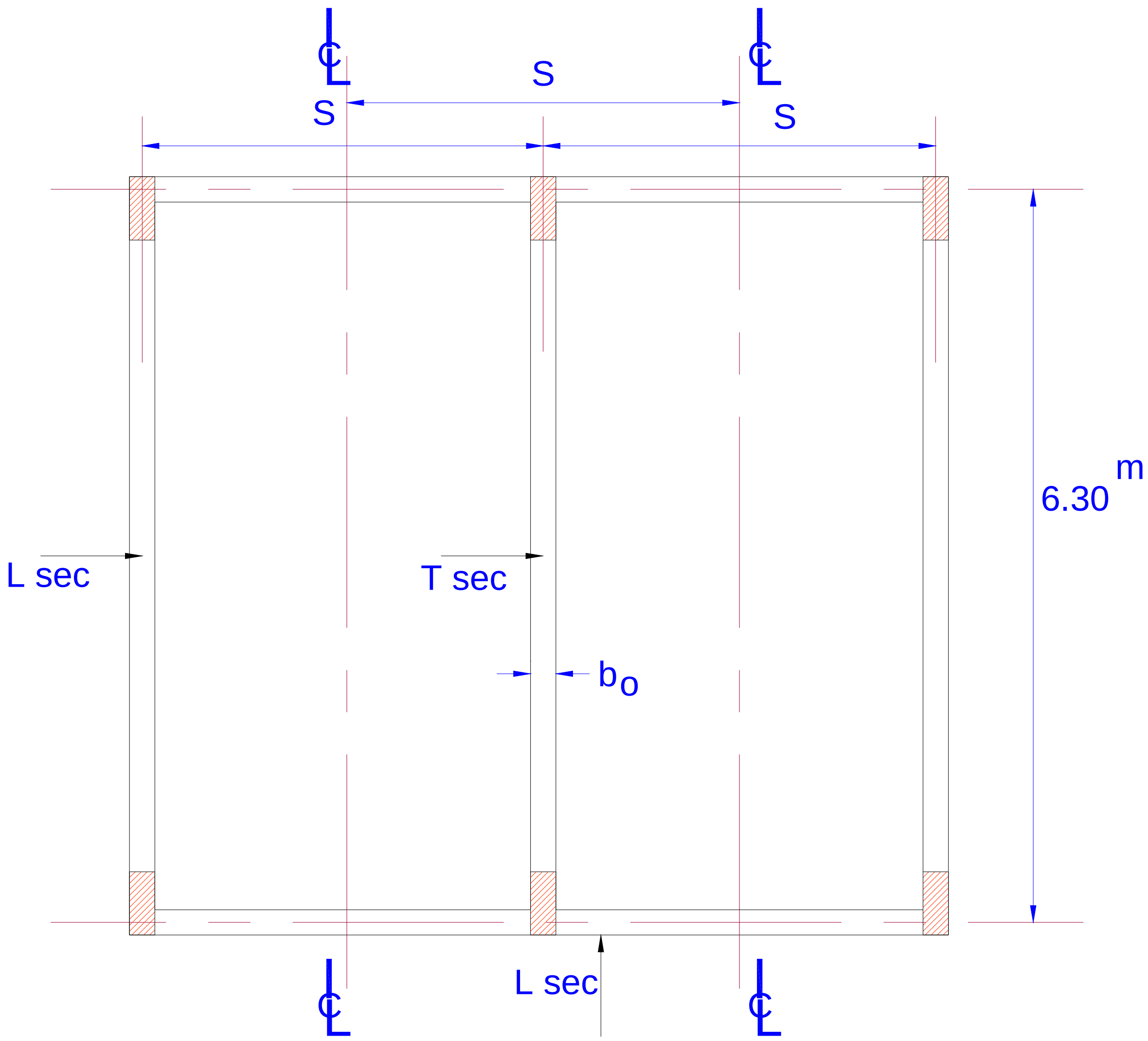
حيث t_s = سمك بلاطة السقف . ويجب ألا تقل عن ٨ سم.

L = البحر الفعال للكمرة.



شكل رقم (٥- ١٨)

ملحوظة : القيمة القصوى للعرض (Maximum B) هي المسافة بين محوري البلاطتين المتجاورتين للكمرة كما بالشكل رقم (٥- ١٩).



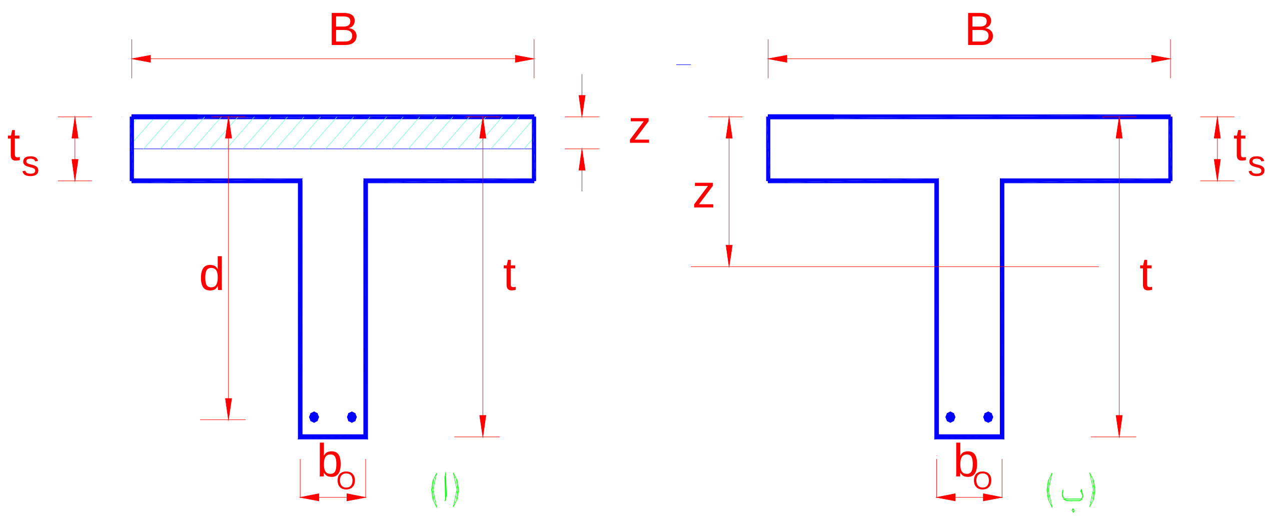
شكل رقم (٥- ١٩)

طريقة تصميم القطاع على شكل T أو L:

بالنسبة للقطاع شكل حرف T توجد حالتان :

١) حالة يكون فيها عمق محور الخمول (Z) أقل من سماكة البلاطة (الشفة) كما هو مبين بالشكل (٥- ٢٠ أ) وفي هذه الحالة يصمم القطاع على أنه مستطيل.

٢) حالة يكون فيها عمق محور الخمول (Z) أكثر من سماكة بلاطة السقف (الشفة) كما هو مبين بالشكل (٥- ٢٠ ب). وفي هذه الحالة يصمم القطاع على أنه T.



شكل رقم (٥- ٢٠)

وعلى العموم يجب حساب عمق محور الخمول((neutral axis distance (z) من المعادلة الآتية:

$$Z = 0.14 \sqrt{\frac{M}{B}} \qquad (5\text{-}5)$$

وعليه يجب حساب قيمة معامل التخفيض (r) لعرض الشفة B. حيث B تمثل العرض الابتدائي السابق حسابه وB_r العرض بعد التخفيض. حيث:

$$B_r = r \times B \qquad (5\text{-}6)$$

والجدول رقم (٥- ٣) يبين قيم معامل التخفيض (r). والذي يعتمد على B/b_0 & t_s/z

جدول رقم (٥- ٣) قيم معامل التخفيض (r) (Br=r.B)

t_s/z									
B/b_0	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2
2.0	1.0	1.0	.98	.96	.92	.88	.82	.76	.68
2.5	1.0	.99	.98	.95	.90	.85	.78	.70	.62
3.0	1.0	.99	.97	.94	.89	.83	.76	.67	.57
3.5	1.0	.99	.97	.94	.89	.82	.74	.65	.54
4.0	1.0	.99	0.97	.93	.88	.81	.73	.63	.52
5.0	1.0	.99	0.97	.93	.87	.80	.71	.61	.49

بعد ذلك نطبق المعادلة الآتية:

$$d = k_1 \sqrt{\frac{M}{B_r}}$$

حيث: المعامل k_1 يحسب لإجهاد خرسانة مسموح به ويساوي:

$$f_c' = 0.75 f_c$$

حيث : f_c إجهاد الخرسانة للقطاع المستطيل الشكل .

وبذلك يصبح العمق الكلي (t) للقطاع. يساوي

$$T = d + d'$$

لحساب مساحة مقطع حديد التسليح المطلوب في القطاع شكل T نطبق المعادلة :

$$A_s = \frac{M}{k_2 \times d}$$

حيث: k_2 يمكن تعيينها من الجدول رقم (٤- ١) والمقابلة لكل من (f_c') , f_s.

وفي النهاية يجب عمل فحص (Check) لإجهادات القص (shear stress) المؤثرة على القطاع كما سبق شرحه في حالة القطاع المستطيل .

إشتراطات عامة:

١) حتى يمكن اعتبار أن الكمرة في التصميم على شكل حرف T أو شكل حرف L فإن البلاطة يجب أن تكون مصبوبة في نفس الوقت مع الكمرة أو مترابطة معها بطريقة فعالة .

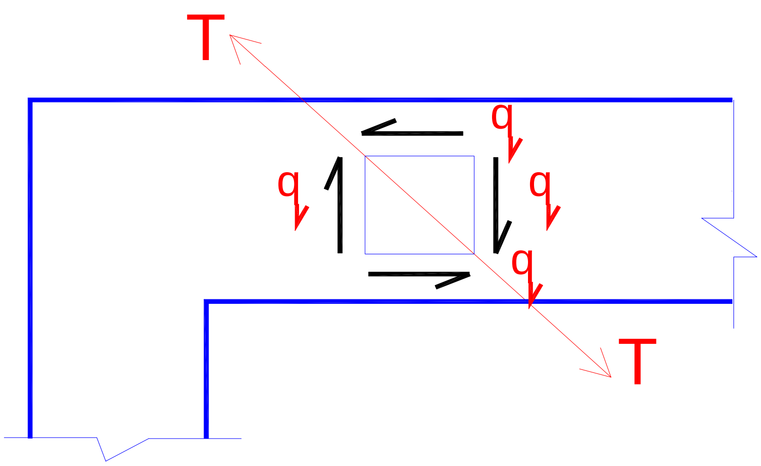
٢) القطاعات على شكل حرف (L) يمكن تصميمها على أساس عرض معين إذا كانت هذه القطاعات غير مسموح لها بالدوران (أي مثبتة الأطراف) وإلا وجب حساب هذه القطاعات على أنها كمرات ذات قطاع مستطيل بإجهاد خرسانة مسموح به يقل ١٥٪ عن القيم المسموح بها للقطاع المستطيل .

٥,٥ التأكد من إجهادات القص Shear stress :

نتيجة لقوى القص (shear forces (Q)) المؤثرة على القطاع الخرساني تتولد إجهادات قص (q) (shear stress) تؤدي محصلتها إلي حدوث شد قطري (T) (Diagonal Tension) في القطاع الخرساني انظر الشكل رقم (٥- ٢١).

ويمكن حساب إجهاد القص q من المعادلة الآتية:

$$q = \frac{Q}{0.87 \times b \times d} \qquad Kg / cm^2$$



شكل رقم (٥- ٢١)

مع ملاحظة الآتي:

١) أقصى إجهاد قص تتحمله الخرسانة في القطاع الخرساني بدون تسليح هو ٧ كجم/سم٢.

٢) أقصى إجهاد قص يتحمله قطاع خرساني مسلح (بكانات أو بحديد مكسح) هو ١٨ كجم/سم٢. ويمكن استخدام الكانات + الحديد المكسح لمقاومة القص في الكمرات.

١,٥,٥ كيفية حساب الكانات والحديد المكسح لمقاومة إجهادات القص:

يمكن تلخيص طريقة حساب الكانات المطلوبة والحديد المكسح لمقاومة إجهادات القص في الخطوات التالية:

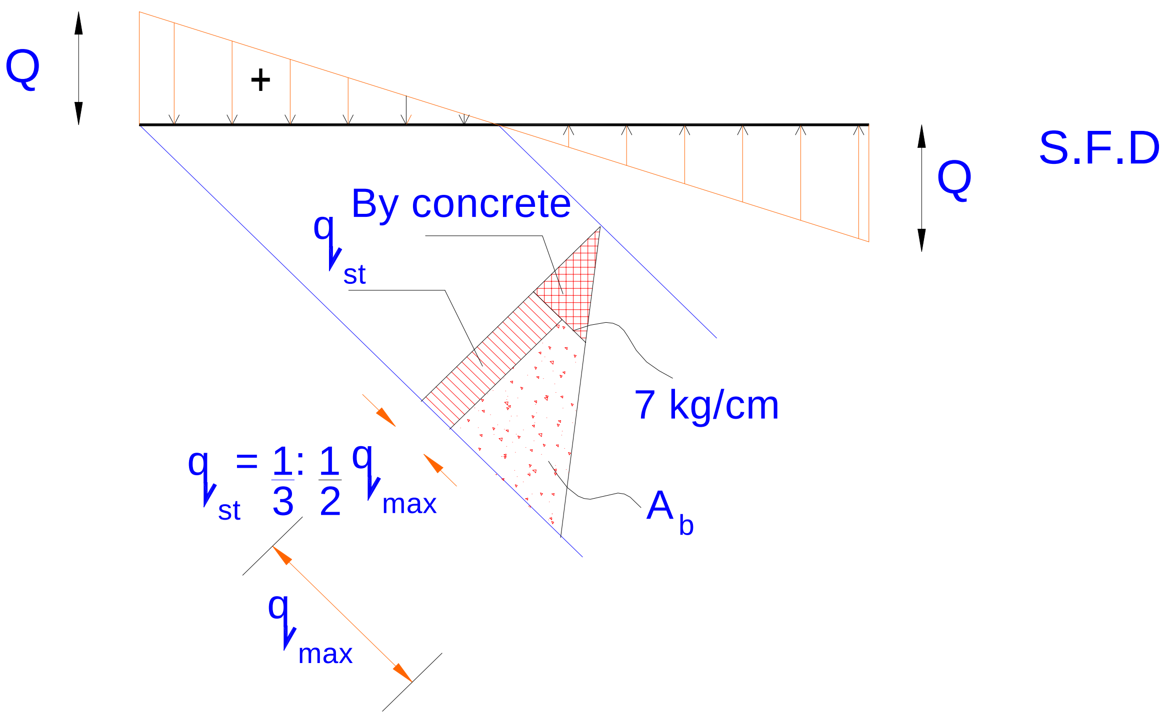
١) ارسم شكل قوى القص (S.F.D) (Shear force diagram). انظر الشكل رقم (٥- ١١ و٥- ١٣).

٢) احسب قيمة إجهادات القص من المعادلة التالية:

$$q_{\max} = \frac{Q}{0.87 \times b \times d}$$

حيث: q يجب حسابها عند كل نقطة تغير Q عن الخطية (Linearity) . مع ملاحظة أن q_{max} تكون دائما عند وجه العمود (Face of column) .

٣) أخرج قيمة إجهادات القص المقاوم بالخرسانة والمسموح به طبقا للمواصفات القياسية ($7 kg/cm^2$). ثم قم بطرحه من شكل إجهادات القص المرسوم كما هو موضح بالشكل رقم (٥- ٢٢).



شكل رقم (٥- ٢٢)

٤) احسب قيمة إجهادات القص التي سوف تقاوم بواسطةالكانات وهي تساوي من ⅓ إلى ½ قيمة q_{max} .

$$\text{I.e.} \qquad q_{stirrups} = (⅓ : ½)\, q_{max} = \frac{n \times A_{st} \times f_s}{b \times s}$$

حيث : n = عدد فروع الكانة الواحدة (No. of branches of stirrups) .

A_{st}= مساحة فرع كانة واحدة (Area of bar of one branch of stirrups) .

أي إنه لكانة واحدة قطر ٨ مم يكون : ($A_{st} = 0.503\ cm^2$)

f_s = إجهاد الحديد المستخدم وعادة يكون ١٤٠٠ كجم/سم٢ .

b = عرض الكمرة (breadth of beam)

s = المسافة بين كانتين متتاليتين.

٥) نحسب مساحة مقطع الحديد المكسح (A_{sb}) من العلاقة التالية :

$$A_{sb} = \frac{A_b \times b}{f_s}$$

Where; A_b = area from diagram of shear stress.

٦,٥ أمثلة محلولة و تمارين.

صمم قطاع الكمرة B_1 المذكورة في المثال (٥- ١) والتي تؤثر عليها قوى قص وعزوم انحناء.

الحل:

Design data:
L= Effective Span =6.0 m
$Q_{max. +ve} = 8.4$ ton
$Q_{max. -ve} = 5.6$ ton
$M_{max. -ve} = 11.84$ t.m.
$M_{max. +ve} = 9.7$ t.m.
Assume $f_{cu} = 250$ kg/cm^2
$f_c = 90$ kg/cm^2
$f_s = 1400$ kg/cm^2
Therefore: $Q_{Design} = 8.4$ ton
At Sec. 2-2 $M_{-ve} = 11.84$ t.m.
At Sec. 1-1 $M_{+ve} = 9.7$ t.m.
From table $k_1 = 0.233$
$k_2 = 1171$
Design of Sec. 2-2 (Slab lies in Tension zone)

So design as a rectangular Sec.

$$d = k_1\sqrt{\frac{M_2 \times 10^5}{b}} = 0.233\sqrt{\frac{11.84 \times 10^5}{20}} = 56.7\,cm$$

Take: t = 60 cm

$d_{act.} = 56$ cm

$$A_s = \frac{M_2 \times 10^5}{k_2 \times d_{act}} = \frac{11.84 \times 10^5}{1171 \times 56} = 18.06\,cm^2$$

Take 6 Ø 20 mm (18.8 cm^2)
Check on section 1-1 (slab is in compression zone)
So design as a T section
B (breadth of flange) is taken the least of:
$B = 12\,t_s + b = 12 \times 10 + 20 = 140$ cm
Or B = L/4.5 = 600/4.5 = 133.33 cm
Or B = ¢ :¢ =450 cm
I.e. B =133.33 cm

And $$Z = 0.14\sqrt{\frac{M_{+ve}}{B}} = 0.14\sqrt{\frac{9.7\times 10^{6}}{133.33}} = 11.94\,cm$$

$Z > t_s > 10$ cm

So: the sec. is actually T sec.

$f_c' = 0.75\ f_c = 0.75\times 90 = 67.5$ kg/cm^2

Take $f_c' = 70$ kg/cm^2

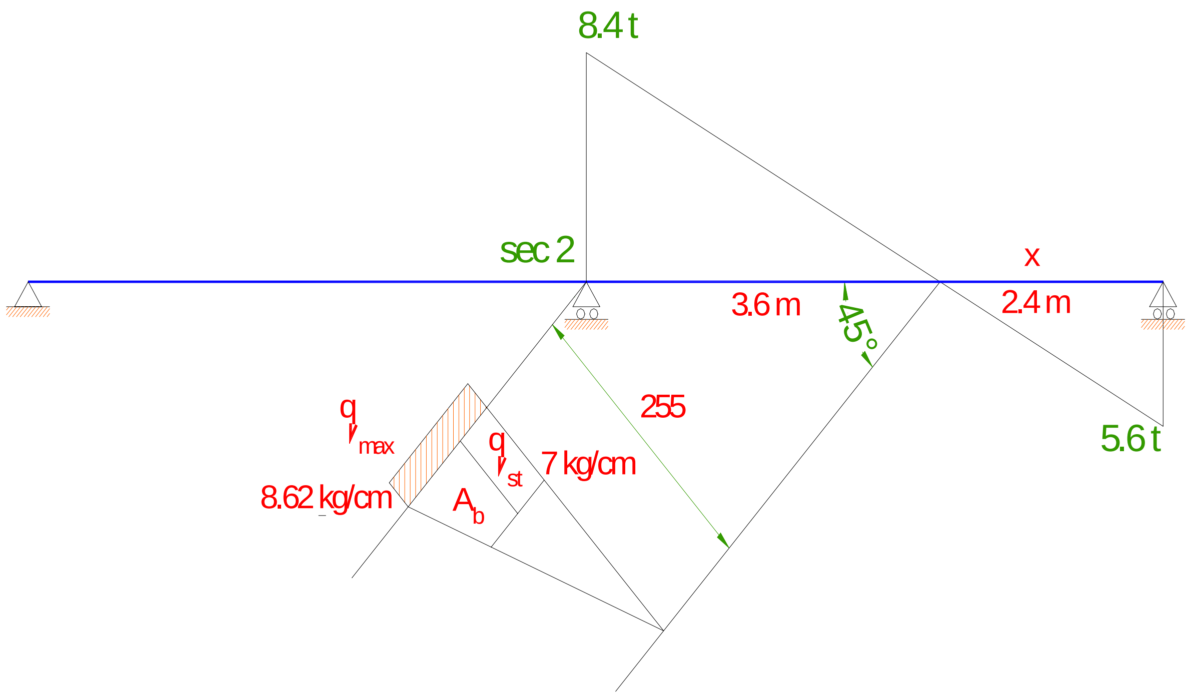
I.e. $k_1 = 0.279$

$k_2 = 1200$

$d_{act.} = 56$ cm

$$A_s\ at\ \sec.1 = \frac{M_1\times 10^5}{k_2\times d_{act}} = \frac{9.7\times 10^5}{1200\times 56} = 14.43\,cm^2$$

Take 5 Ø 20 mm (15.7 cm^2)



شكل رقم ٥- ٢٣)

Check of shear:

$$q_{2\max.} = \frac{8.4\times 10^{3}}{0.87\times 20\times 56} = 8.62\,kg\,/\,cm^{2} > 7\ \text{kg/cm}^2$$

Take stirrups 2 branches 5 Ø 8 mm/m

$$q_{st}=\frac{n\times A_{st}\times f_{s}}{b\times s}=\frac{2\times 0.503\times 1400}{20\times 20}=3.52=(\frac{1}{3}:\frac{1}{2})q_{2\max.}$$

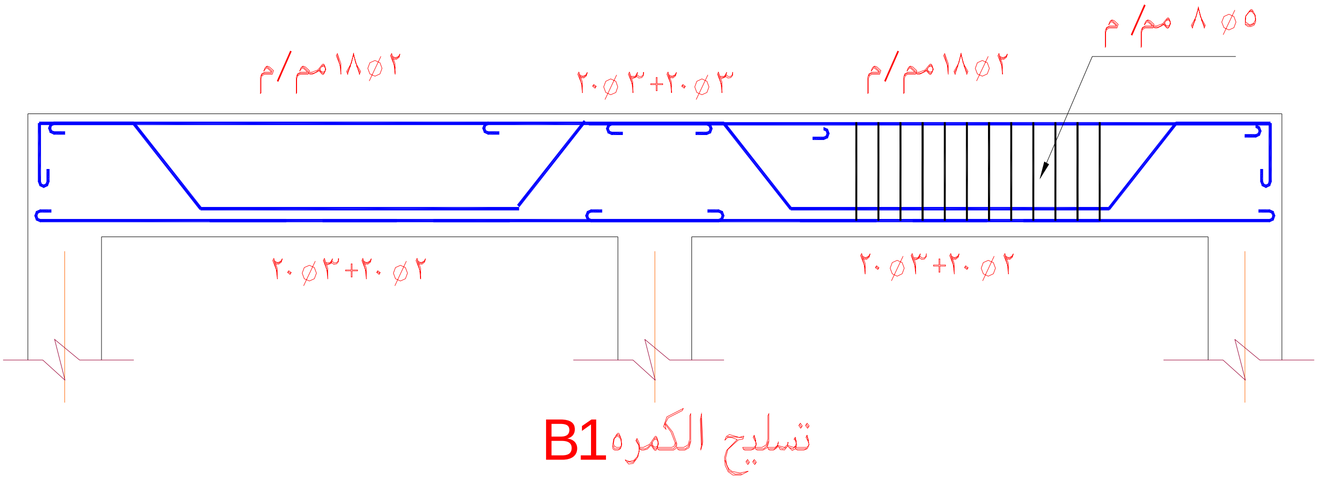
$$A_{bent}=\frac{A_{b}\times b}{f_{s}}=A_{b}\times\frac{b}{f_{s}}=(45\times\frac{8.62-3.52+7-3.52}{2})\times\frac{20}{1400}=2.28\,cm^{2}$$

Take 2 Ø 20 mm (6.28 cm^2 for more safety)

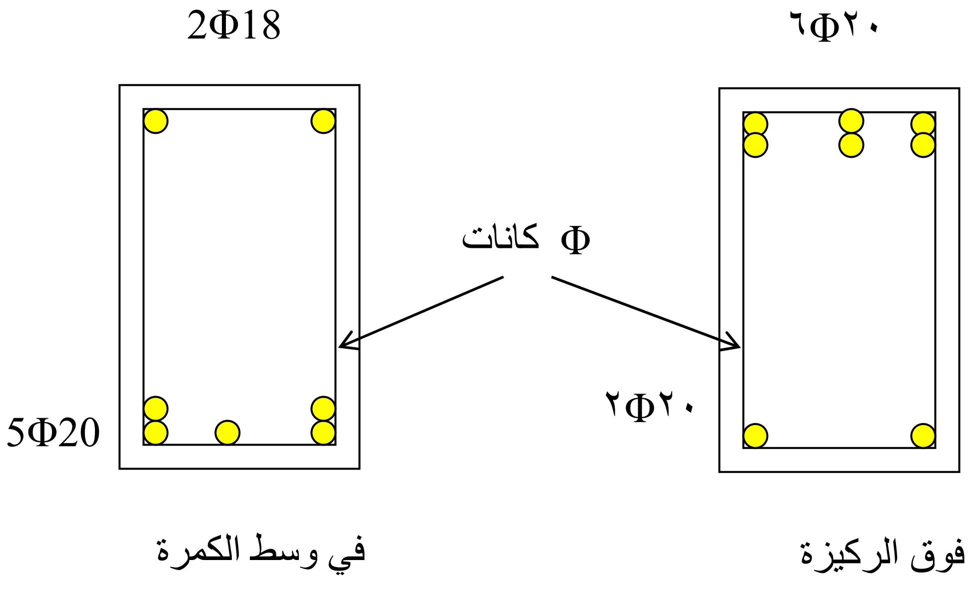
انظر الشكل رقم (٥- ٢٤) والذي يوضح تسليح الكمرة B_1 .

٧,٥

رسم قطاعات طولية وعرضية للكمرة مع توضيح تفاصيل حديد التسليح.



شكل رقم (٥- ٢٤) تسليح الكمرة B_1



شكل رقم (٥- ٢٥) : القطاعات العرضية للكمرة B_1

الملحوظات العامة للكمرات التي يجب أن تكتب على المخططات التنفيذية :

١) يتكون واحد متر مكعب خرسانة مسلحة من الآتي :

٠,٨ م٣ زلط متدرج + ٠,٤ م٣ رمل سليسي نظيف +٣٥٠ كجم إسمنت بورتلاند عادي.

٢) تستخدم الخلاطات والهزازات الميكانيكية في خلط وصب أعمال الخرسانة المسلحة .

٣) إجهاد كسر مكعبات الخرسانة المسلحة القياسية المميز بعد ٢٨ يوما من الصب يجب ألا يقل عن ٢٥٠ كجم / سم^{2}

٤) الغطاء الخرسانى للكمرات ٤ سم وللبلاطات ٢سم .

٥) الحديد المستخدم في تسليح الكمرات حديد صلب طري عادي ٣٥/٢٤ (أو يكتب نوع الحديد المستخدم).

٦) يكسح نصف حديد تسليح الكمرات المستمرة عند ٥/١ البحر ويمتد إلى ٤/١ البحر المجاور .

٧) يكسح نصف حديد تسليح الكمرات البسيطة عند ٧/١ البحر ويمتد ليعبر الركائز.

٨) للكمرات ذات العرض أكبر من ٣٥سم تستخدم كانات أربعة أفرع.

٩) في الكمرات المستمرة ذات التسليح السفلي المستقيم (ليس بها أسياخ مكسحة) يمتد التسليح العلوي الى ٤/١ البحر المجاور.

١٠) الجدول التالي يوضح تسليح بعض الكمرات

جدول تسليح كمرات نموذجي (حديد عادي ٣٥/٢٤)

نموذج	التسليح السفلي		التسليح العلوي	كانات	ملحوظات
	مستقيم	مكسح			
ك١	٢Ø ١٦ مم	-	٢Ø ١٦ مم	٥Ø ٨ مم/م	
ك٢	٢Ø ٢٠ مم	٢Ø ٢٠ مم	٢Ø ١٨ مم	٥Ø ٨ مم/م	
ك٣	٣Ø ٢٢ مم	٣Ø ٢٥ مم	٢Ø ٢٠ مم	٦Ø١٠ مم/م	
ك٤	٥Ø ٢٢ مم	٥Ø ٢٢ مم	٢Ø ٢٥ مم	٦Ø١٠ مم/م	

إنشاءات خرسانية

تصميم الأعمدة الخرسانية

الجدارة:

تتناول هذه الوحدة دراسة التحليل الإنشائي وتصميم الأعمدة الخرسانية وذلك باستخدام طريقة إجهادات التشغيل، هذا بالإضافة إلى دراسة طرق حساب الأحمال الرأسية على الأعمدة. كما تتناول هذه الوحدة أيضا التفاصيل والملاحظات التي تنص عليها اللوائح بالمواصفات القياسية.

الأهداف:

١) أن يتعرف المتدرب على أنواع قطاعات الأعمدة.

٢) أن يكون المتدرب قادرا على حساب الأحمال الرأسية على الأعمدة .

٣) أن يتعرف المتدرب على مبادئ التصميم للأعمدة المعرضة لأحمال مركزية.

مستوى الجدارة:

بعد انتهاء المتدرب من دراسة هذه الوحدة يكون قادرا على استيعاب الجدارة والأهداف بنسبة ١٠٠ ٪

الوقت المتوقع لإنجاز الجدارة.

- أسبوعان

متطلبات الجدارة:

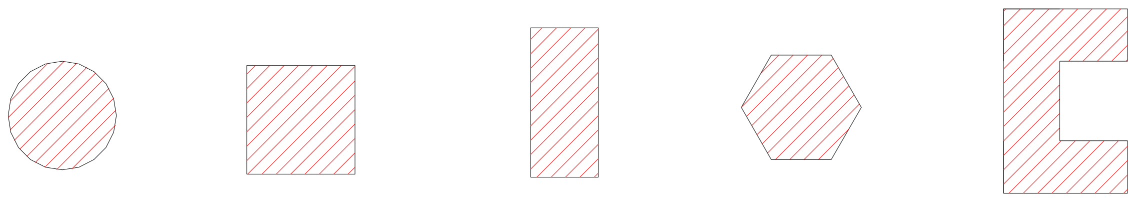
دراسة مقرر الإستاتيكا.

خواص مواد البناء بالإضافة إلى معرفة ماسبقت دراسته في الحقائب السابقة

١,٦ أنواع قطاعات الأعمدة:

الأعمدة الخرسانية هي تلك العناصر التي تنقل الأحمال من البلاطات عن طريق الكمرات إلى الأساسات. وعموما يعرف العمود بأنه عضو الضغط الذي يزيد ارتفاعه أو طوله في اتجاه قوة الضغط عن خمسة أمثال البعد الأصغر للقطاع. ولا يزيد أكبر بعد للقطاع عن خمسة أمثال البعد الأصغر في القطاعات المستطيلة.

ولمقاطع الأعمدة أشكال عديدة. فمنها المستدير ومنها المضلع أو المكون من قطاعات مركبة من مستطيلات بحيث لا يزيد الطول في أي اتجاه لكل مستطيل عن خمسة أمثال العرض لهذا المستطيل. وإلا اعتبرت هذه الأعضاء حوائط خرسانية. انظر الشكل رقم (٦- ١) والذي يبين بعض المقاطع للأعمدة.



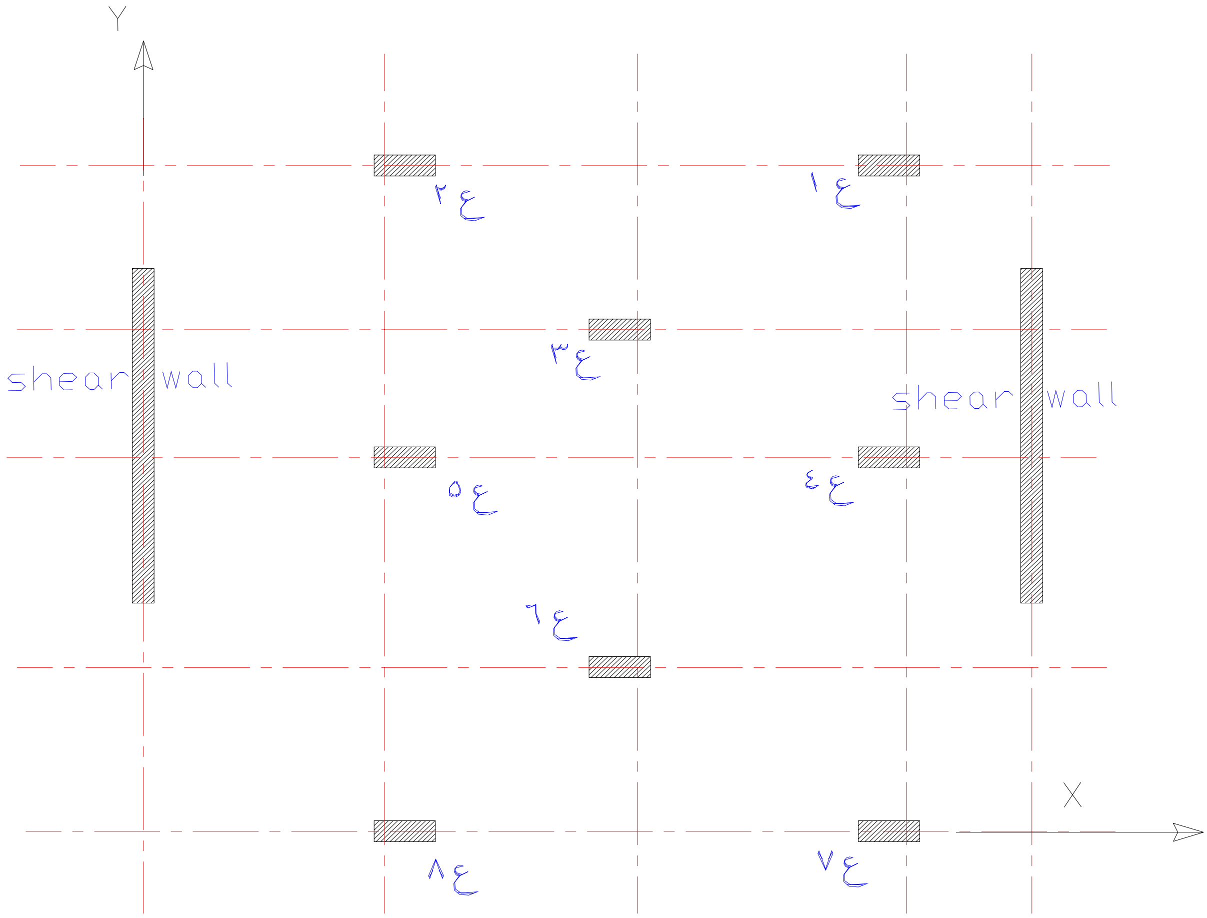
شكل رقم(٦-١)

١,١,٦ الأعمدة المقيدة وغير المقيدة (Braced and un-braced column):

تعتبر الأعمدة مقيدة في اتجاه معين إذا كانت الأحمال الأفقية المؤثرة على الأعمدة في هذا الاتجاه تقاوم بأكملها بواسطة أعضاء خاصة مثل حوائط القص (Shear walls) أو الأعمدة المرتبطة بشكالات أو مستندة إلى أكتاف خرسانية. وتعتبر الأعمدة غير مقيدة بخلاف ذلك . أي إذا كانت الأعمدة في اتجاه معين هي التي تقاوم الأحمال الأفقية المؤثرة عليها.

فمثلا : في الشكل رقم (٦- ٢) نلاحظ أن :

الاتزان الكلي للمنشأ في الاتجاه Y مزود بحوائط قص (Shear wall A and B) أي ان الاتزان الكلي للمنشأ في الاتجاه X مزود بالأعمدة ع١ ← ع٨ فقط. لذا فالعمود ع٥ (على سبيل المثال) يجب أن يعامل على أنه مقيد (Braced) في الاتجاه Y وغير مقيد (un-braced) في الاتجاه X .



شكل رقم (٦- ٢)

٢,١,٦ الأعمدة القصيرة:

تعتبر الأعمدة قصيرة ويهمل الانبعاج إذا قلت نسبة النحافة ($\lambda_b = H_e/b$) ومعامل النحافة ($\lambda_i = H_e/i$) عن القيم الواردة في الجدول رقم (٦- ١).

حيث : i = نصف قطر القصور الذاتي لمقطع العمود. ويؤخذ :

$i = 0.3b$ for rectangular section

$i = 0.25\ D$ for circular section

و: b تمثل عرض العمود المستطيل المقطع ، D تمثل قطر العمود الدائري المقطع.

جدول رقم (٦- ١) حد النحافة القصوى للأعمدة القصيرة

حالة العمود	نسبة النحافة للأعمدة المستطيلة λ_b	نسبة النحافة للأعمدة الدائرية λ_b	معامل النحافة λ_i
مقيدة	١٥	١٢	٥٠
غير مقيدة	١٠	٨	٣٥

- سيكتفي في هذه الحقيبة بدراسة وتصميم قطاعات الأعمدة القصيرة والمعرضة لأحمال مركزية.

٢,٦ حساب الأحمال على الأعمدة:

توجد طريقتان لحساب الأحمال الرأسية على الأعمدة:

١) طريقة المساحات المؤثرة على الأعمدة.

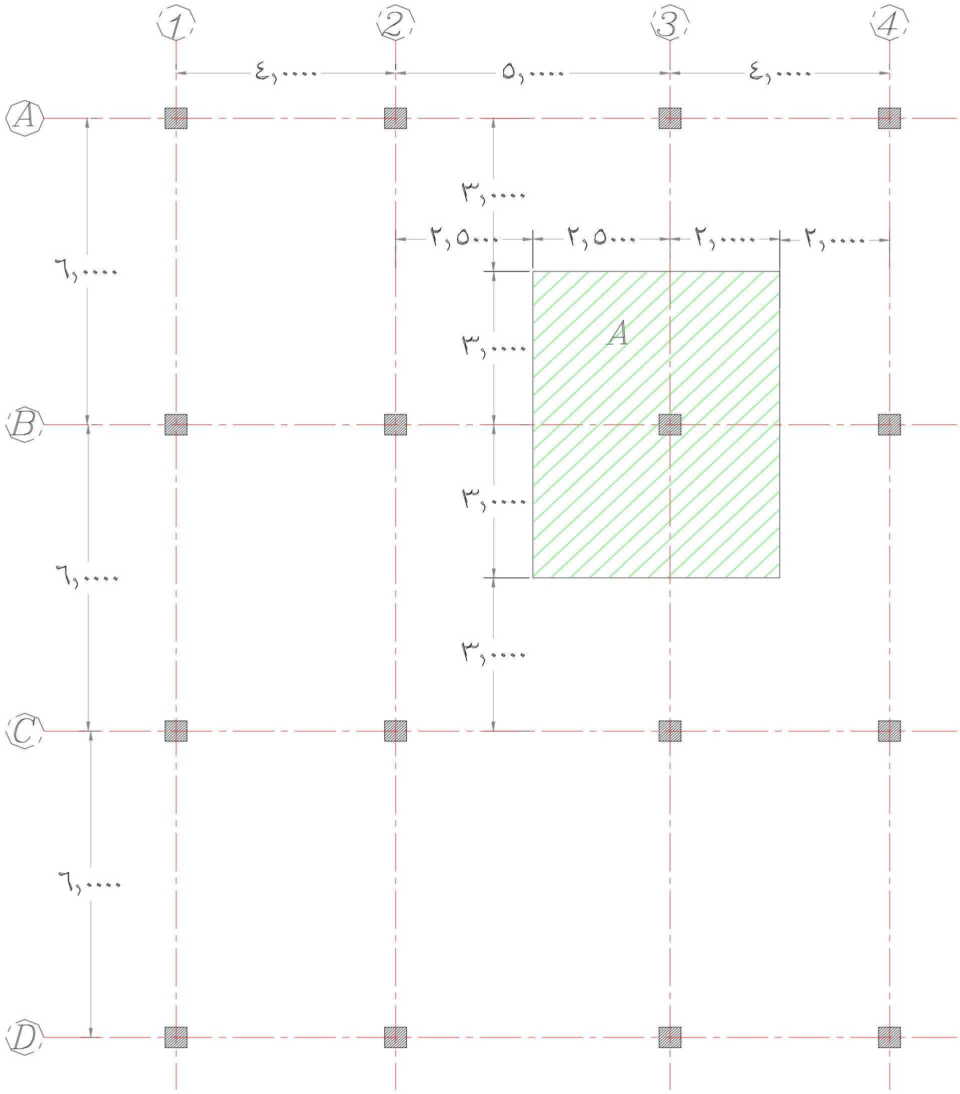
٢) طريقة حساب ردود الأفعال من الكمرات المؤثرة على العمود. (هذه الطريقة تحتاج إلى طرق إنشائية غير بسيطة وإلى خبرة كبيرة في مجال تحليل المنشآت).

١,٢,٦ طريقة المساحات المؤثرة على الأعمدة:

لحساب المساحة المؤثرة على كل عمود يتم اتباع الخطوات الآتية:

١) يقسم المسقط الأفقي الإنشائي (للأعمدة والكمرات) إلى مساحات حول الأعمدة. وذلك بتنصيف الأبعاد بين الأعمدة في الاتجاهين الأفقي (X) والرأسي (Y) . انظر الشكل رقم (٦- ٣).

٢) فعلى سبيل المثال (في هذا الشكل) العمود الواقع عند تقاطع المحورين (B-3) تؤثر عليه الأحمال الواقعة على المساحة المظللة (A).



شكل رقم (٦- ٣)

٣) الأحمال الرأسية P المؤثرة على العمود (B-3) للطابق الواحد تساوي مجموع الأحمال الآتية :

أ) الأحمال من البلاطات (الأحمال المؤثرة على المساحة A).

ب) وزن الكمرات المؤثرة على العمود.

جـ) وزن الحوائط الواقعة على الكمرات.

د) الوزن الذاتي للعمود.

Therefore; total load P of each floor is equal to:

$P = W_{slab} \times A$ + weight of beams + weight of walls + own weight of column

Where;

$W_{slab} = t_s \times 2.5$ + weight of flooring + Live Loads.

If $t_s = 12$ cm,

Weight of flooring = 150 kg/m^2 and Live Loads = 300 kg/m^2

So, $W_{slab} = 0.12 \times 2.5 + 0.15 + 0.3 = 0.75$ t/m^2

Weight of beams $= b \times t \times 2.5 \times \sum L_{beams}$

حيث : b = عرض الكمرة (عادة =٢٠ سم) .

t = عمق الكمرة (t = span / 10: 14) .

$\sum L_{beams}$ = مجموع أطوال الكمرات الواقعة في المساحة المظللة (A) في المسقط الأفقي الإنشائي مقاسه بالأمتار.

Weight of walls $= \gamma_{wall} \times h_{wall} \times t_{wall} \times \sum L_{walls}$

حيث : γ_{wall} = كثافة مادة الحائط.

h_{wall} = ارتفاع الحائط في الدور (مقاسا بالمتر).

t_{wall} = سمك الحائط بالمتر (يحدد من المسقط الأفقي المعماري).

$\sum L_{walls}$ = مجموع أطوال الحوائط فوق الكمرات في المساحة المظللة (تحدد من المسقط الأفقي المعماري).

For example;

If $\gamma_{wall} = 1.2$ t/m^3;

$t_{wall} = 0.2$ m ;

$\sum L_{walls} = 6.0$ m ;

$h_{wall} = 2.4$ m ;

And, own weight of plaster = 50 kg/ m^2 = 0.05 t/m^2

i.e., Weight of wall = $(1.2 \times 0.2 + 0.05) \times 2.4 \times 6.0 = 4.176$ tons / floor

Own weight of column / floor $= b_c \times t_c \times 2.5 \times h_c$

Where;

b_c = عرض العمود = ٠,٢ ⟵ ٠,٦ متر (يمكن أن تكون أكبر من ٠,٦ متر)

t_c = طول مقطع العمود = ٠,٢٥ ⟵ ٢,٠ متر

h_c = ارتفاع العمود

وبذلك يكون مجموع الأحمال الرأسية على العمود P_c تساوي:

$$P_c = \text{total vertical load on column} = N \times P_{c/floor}$$

حيث : N = عدد الطوابق.

$P_{c/floor}$ = الحمل الرأسي على العمود من الطابق الواحد.

ملحوظة :

يجب أن نشير هنا إلى أن طريقة المساحات (لحساب الأحمال الرأسية المؤثرة على الأعمدة) من الطرق التقريبية ولكنها تعطي نتائج جيدة في حدود ± ١٠ ٪ عن طريقة ردود الأفعال التي تعطي نتائج دقيقة للأحمال على الأعمدة ولكنها تحتاج إلى حسابات معقدة وإلى طرق إنشائية غير بسيطة وإلي خبرة كبيرة في مجال تحليل المنشآت. لهذا سنكتفي في هذه الحقيبة بطريقة المساحات لحساب الأحمال على الأعمدة .

٣,٦ تصميم الأعمدة المعرضة لأحمال مركزية :

في الحقيقة لا توجد أعمدة ذات أحمال مركزية (أو أحمال محورية) ولكن دائما تكون الأعمدة معرضة لأحمال مركزية (محورية) مضافا إليها عزوم انحناء نتيجة اللامركزية للأحمال. ولكن على وجه العموم تكون لا مركزية الأحمال أصغر من أو تساوي e_{min}. حيث

$e_{min} = 0.05\ t$ or 20 mms (Whichever is bigger)

وعلى العموم يمكن أخذ تأثير اللامركزية الصغيرة على الأعمدة مع تأثير الأحمال المحورية وذلك باستخدام نظرية أحمال التشغيل تبعا للمعادلة التقريبية الآتية :

$$P = f_{c0} \times A_c + 0.44\ f_y \times A_{sc} \qquad (6\text{-}1)$$

حيث:

f_{c0} = أقصى إجهاد ضغط محوري (يعتمد على قيمة f_{cu}. انظر الجدول رقم (١- ٤)).

A_c = مساحة مقطع القطاع الخرساني المعرض للضغط.

f_y = إجهاد الخضوع لحديد التسليح في القطاع الخرساني المعرض للضغط.

A_{sc} = مساحة مقطع حديد التسليح في القطاع الخرساني المعرض للضغط.

نفرض دائما أن $\mu = A_{sc}/A_c = 1\%$ لهذا يكون: $A_{sc} = 1\% \times A_c$

ملحوظة: معظم الأعمدة في المباني السكنية والمباني العامة يمكن تصميمها تبعا للمعادلة رقم (٦- ١) المذكورة سابقا.

٦- ٤: تفاصيل وملحوظات على الأعمدة الخرسانية

١) الحد الأدنى للتسليح الطولي في الأعمدة ذات الكانات العادية هو ٠٫٨ ٪ من مساحة المقطع المطلوب للخرسانة على أن لايقل عن ٠٫٦ ٪ من مساحة المقطع الفعلى وذلك إذا لم تزد النحافة (λ_b) أو معامل النحافه (λ_i) عن القيمة الواردة بالجدول رقم (٦- ١).

٢) الحد الأدنى للتسليح الطولي في الأعمدة ذات الكانات الحلزونية هو ١ ٪ من مساحة المقطع الكلي أو ١٫٢ ٪ من مساحة القلب المحدد بالكانات الحلزونية.

٣) تحدد نسبة التسليح الطولي القصوى في الأعمدة بحيث لا تتجاوز القيم التالية من مساحة مقطع العمود الخرساني :

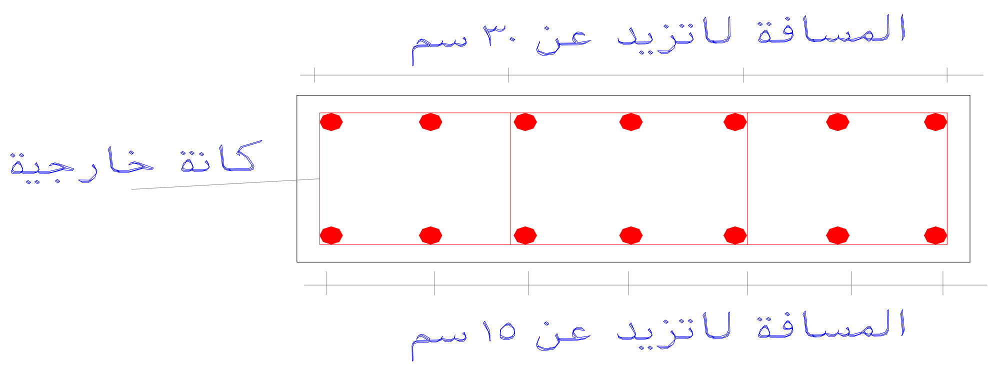
- ٤٪ إذا كان العضو المضغوط عمودا وسطيا.
- ٥٪ إذا كان العضو المضغوط عمودا طرفيا.
- ٦٪ إذا كان العضو المضغوط عمودا ركنيا.

٤) يجب أن يحتوي العمود على سيخ طولي في كل ركن من أركانه.

٥) أدنى قطر للأسياخ الطولية هو ١٢ مم.

٦) أدنى مقاس لضلع الأعمدة ذات المقطع المستطيل أو الدائري هو ٢٠ سم .

٧) أكبر مقاس لضلع العمود الذي توضع به أسياخ في الأركان فقط هو ٣٠ سم. وإلا يجب وضع أسياخ متوسطة على مسافات أقصاها ٢٥ سم. ويجب ربط الأسياخ بكانات خاصة إذا زادت المسافة بين الأسياخ المتوسطة والأسياخ المربوطة عن ١٥ سم (انظر الشكل (٦- ٤). كما يجب أن لا تقل عدد الأسياخ الطولية في القطاع الدائري عن ٦ (ستة) أسياخ .



شكل رقم (٦- ٤) نموذج لقطاع في عمود مستطيل

٨) يجب أن لا تزيد المسافة بين الكانات في الاتجاه الطولي للعمود على أي من القيمتين التاليتين:

أ) خمس عشرة (١٥) مرة قطر أصغر سيخ طولي.

ب) طول الضلع الأصغر من مقطع العمود وذلك بحد أقصى ٢٠ سم.

٩) أدنى قطر للكانات هو $\frac{1}{4}$ قطر أكبر سيخ طولي على أن لا يقل عن ٨ مم.

١٠) يجب أن تستمر الكانات العادية أو الحلزونية داخل الكمرات.

١١) أقصى خطوة للكانات الحلزونية هي ٨ سم. وأصغر خطوة هي ٣ سم. ويفضل الاحتفاظ بالخطوة ثابتة مع عمل ثلاث دورات عند كل طرف بخطوة تساوي نصف الخطوة العادية مع ثني طرف السيخ إلى داخل القطاع بطول لا يقل عن ١٠ سم أو ١٠ مرات قطر سيخ الكانة الحلزونية.

١٢) أقل طول لوصلات الأسياخ في الأعمدة هو ٤٠ مرة قطر السيخ الطولي.

٥,٦ أمثلة محلولة وتمارين :

مثال ١: صمم قطاع عمود في داخل مبنى إداري والمعرض لحمل رأسي كلي =١٠٠ طن. مع ملاحظة الآتي:

- ارتفاع العمود = ٣ متر ومقيد في الاتجاهين
- الحديد المستخدم حديد صلب عالي المقاومة (36/52) .
- إجهاد كسر المكعبات للخرسانة (f_{cu}) = ٢٥٠ كجم/سم٢ .

الحل

Assume: μ (total steel ratio) = 1% ;

$f_{co} = 60$ kg/cm^2 (for $f_{cu} = 250$ kg/cm^2)

And $f_y = 3600$ kg/cm^2

i.e., applying in equation (6-1)

So $100 \times 1000 = 60 \times A_c + 0.44 \times 0.01 \times A_c \times 3600 = 75.84\ A_c$

$A_c = 1318.56$ cm^2

b = breadth of column = 25 cm; Take

So $t = \dfrac{1318.56}{25} = 52.74\ cm$

Take t = 60 cm

$A_{sc} = 1\% \times 25 \times 60 = 15$ cm^2

Choose 8 Ø 16 mm

مثال ٢:

صمم قطاع عمود في داخل مبنى تجاري والمعرض لحمل رأسي كلي =150 طن. مع ملاحظة الآتي:

- ارتفاع العمود = 4 متر ومقيد في الاتجاهين
- الحديد المستخدم حديد صلب عالي المقاومة (36/52) .
- إجهاد كسر المكعبات للخرسانة (f_{cu}) = 300 كجم/سم٢ .

الحل

Assume: μ (total steel ratio) = 1% ;

f_{co} = 70 kg/cm^2 (for f_{cu} =300 kg/cm^2)

And f_y = 3600 kg/cm^2

i.e., applying in equation (6-1)

So $150\times1000 = 70\times A_c + 0.44\times0.01\times A_c\times3600 = 85.84\ A_c$

$A_c = 1747.43\ cm^2$

d = diameter of column = 50 cm; Take

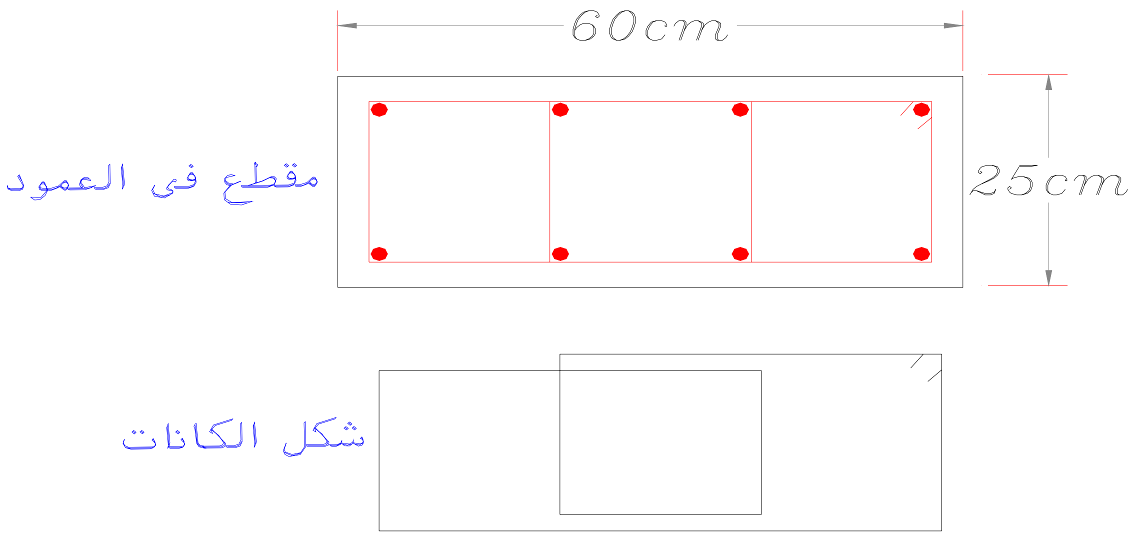
So $$A_c = \frac{\pi \times (50)^2}{4} = 1962.5\,cm^2$$

$A_{sc} = 1\% \times 1962.5 = 19.62\ cm^2$

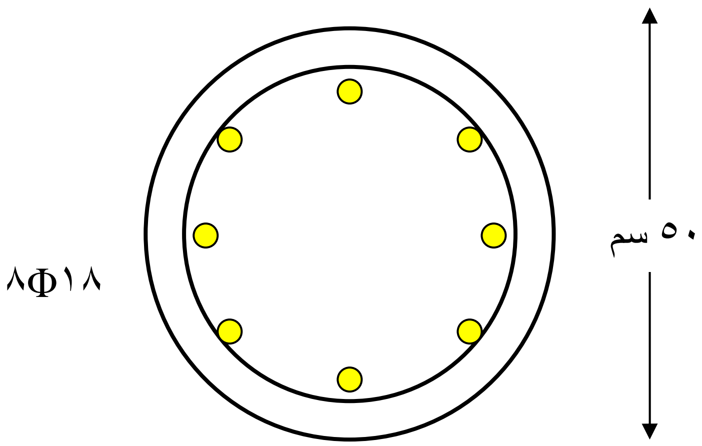
Choose 8 Ø 18 mm =20.4 cm^2

٦,٦ رسم قطاعات الأعمدة مع توضيح توزيع وتفاصيل حديد التسليح:

الشكل رقم (٦- ٥) يوضح قطاع عرضيا في العمود للمثال ١.



شكل رقم (٦- ٥) قطاع عرضي في العمود



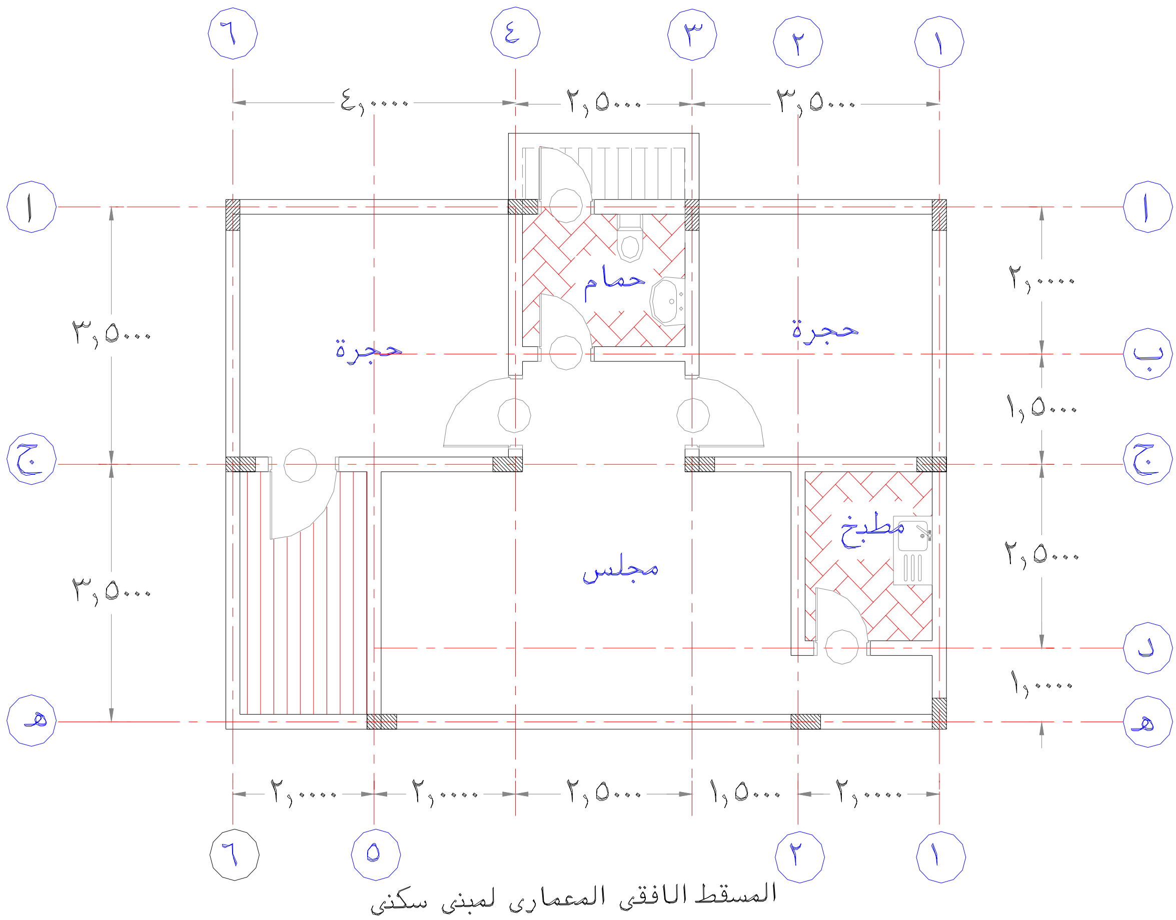
شكل رقم (٦- ٦) قطاع عرضي في العمود الدائري

مثال 3:

الشكل رقم (٦- ٧) يوضح المسقط الأفقي المعماري لمبنى سكني مكون من ستة (٦) طوابق والمطلوب:

١) حساب الأحمال المؤثرة على كل من العمودين ع٥ : ع٦ $(C_5 ; C_6)$

٢) تصميم قطاع العمودين ع٥ : ع٦ $(C_5 ; C_6)$. وحساب الحديد المطلوب لمقاومة الأحمال المؤثرة.



شكل رقم (٦- ٧) المسقط الأفقي المعماري لمبنى سكني

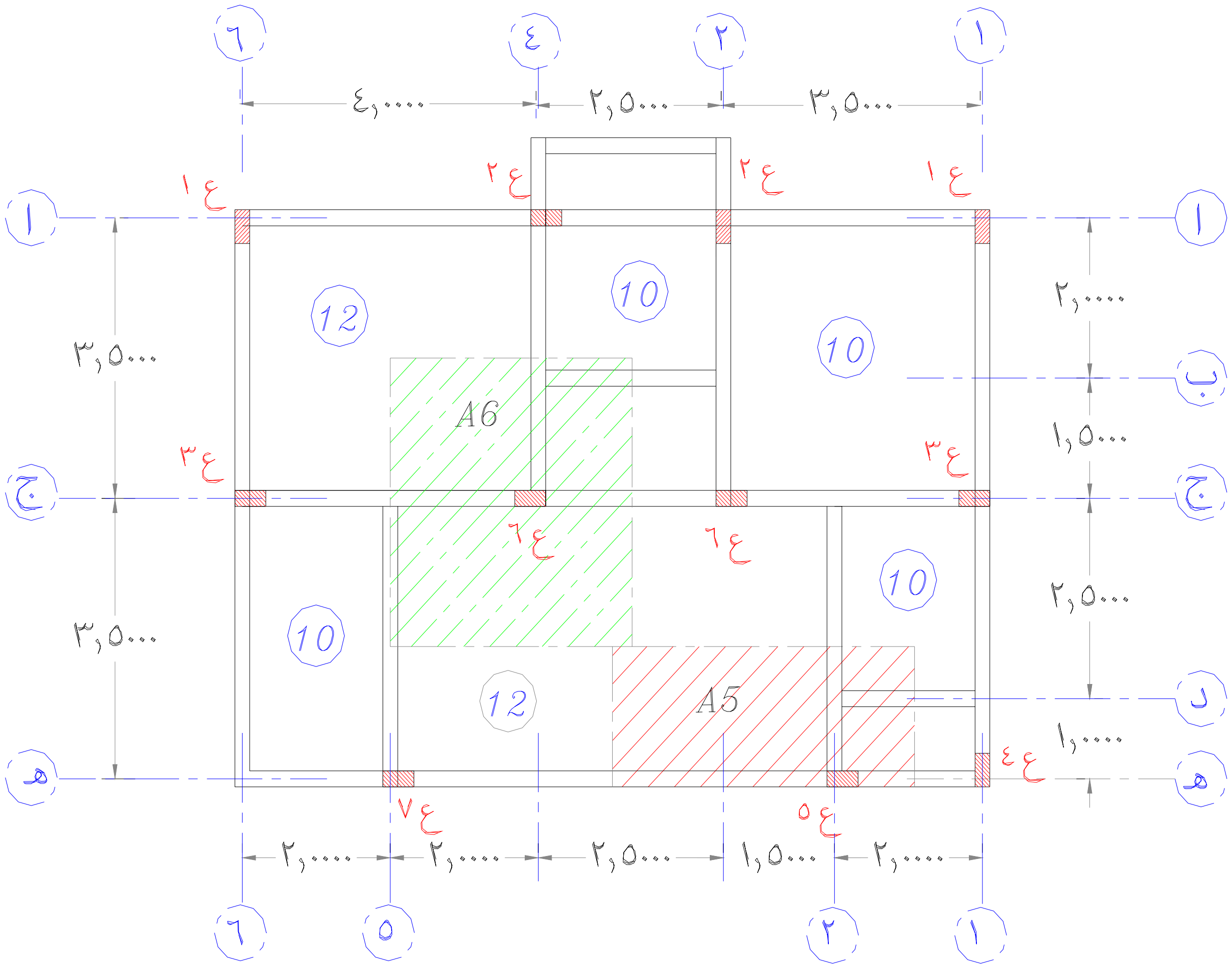
الحل

حيث إن :

- المبنى سكني لذا يكون (L.L = 200 kg/m2)
- سمك بلاطات الأسقف كما هو مدون على الشكل رقم (٦- ٨) والموضوع داخل مربع.
- صافي ارتفاع الدور = ٢,٩٠ متر . وعمق الكمرات الكلي = ٧٠ سم

من الشكل نجد أن العمود ع٥ (C_5) تؤثر عليه المساحة A_5 (اللون الأحمر)

من الشكل نجد أن العمود ع٦ (C_6) تؤثر عليه المساحة A_6 (اللون الأخضر)



شكل رقم (٦- ٨)

For column (C_5):

- Slabs:

$$W_{slab} = t_s \times \gamma_c + \text{flooring} + L.L$$

$$= 0.1 \times 2.5 + 0.15 + .200 = 0.6 \ t/m^2$$

$$\text{Area } (A_5) = (3.0 + 1.0) \times (3.5/2) = 7 \ m^2$$

$$\sum \text{loads from slabs} = 0.6 \times 7 + (0.12 - 0.1) \times 2.5 \times (3.5/2) \times 3 = 4.463 \text{ tons}$$

- Beams:

$$\sum L \text{ (of Beams)} = (3.5/2) + 1 + 3 + 1 = 6.75 \text{ ms}$$

$$\text{O.W. of Beams} = 0.2\times (0.7 - 0.1) \times 2.5 = 0.3 \text{ t/m}$$

$$\sum \text{loads of Beams} = 6.75 \times 0.3 = 2.025 \text{ tons.}$$

- Walls:

$$\gamma_{wall} = 1.2 \text{ t/m3}$$

$$\text{O.W. of wall} = 0.2 \times 1.2 + 0.05 \text{ (Plaster)} = 0.29 \text{ t/m2}$$

$$\sum L \text{ (of Walls)} = 1 + 3 + (3.5/2) + 1 = 6.75 \text{ ms}$$

$$h_{wall} = 2.9 - 0.6 = 2.3 \text{ ms}$$

$$\sum \text{loads of walls} = 6.75 \times 0.29 \times 2.3 = 4.5 \text{ tons.}$$

- Columns: assume column dimension = 20 × 60 cm

$$\text{O.W. of column} = 0.2 \times 0.6 \times 2.5 \times 3 = 0.9 \text{ ton}$$

Total load P on column C5 = (P_{c5})

$$P_{c5} \text{ (per one floor)} = 4.463 + 2.025 + 4.5 + 0.9 = 11.888 \text{ tons}$$

$$P_t = 11.888 \times 6 = 71.328 \text{ tons} = 72.0 \text{ tons}$$

For column (C_6):

- Slabs:

$$W_{slab} = t_s \times \gamma_c + \text{flooring} + \text{L.L}$$

$$= 0.1\times 2.5 + 0.15 + .200 = 0.6 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Area } (A_6) = (2.5/2 + 2.0) \times (3.5/2 + 3.5/2) = 3.25 \times 3.5 = 11.375 \text{ m}^2$$

$$\sum \text{loads from slabs} = 0.6\times 11.375 + (0.12 - 0.1)\times 2.5\times (3.5/2)\times 3.25 = 7.11 \text{ tons}$$

- Beams:

$$\sum L \text{ (of Beams)} = (2.5/2) + 2 + 3.5/2 + 2.5/2 + 3.5/2 = 8.0 \text{ ms}$$

$$\text{O.W. of Beams} = 0.2\times (0.7 - 0.1) \times 2.5 = 0.3 \text{ t/m}$$

$\sum$ loads of Beams = 8.0 ×0.3 = 2.4 tons.

- Walls:

$\gamma_{wall} = 1.2\ t/m^3$

O.W. of wall = 0.2 ×1.2 +0.05 (Plaster) = 0.29 t/m^2

$\sum$ L (of Walls) = 8.0 ms

$h_{wall} = 2.9 - 0.6 = 2.3$ ms

$\sum$ loads of walls = 8.0 ×0.29×2.3 = 5.336 tons.

- Columns: assume column dimension = 20 × 70 cm

O.W. of column = 0.2 ×0.7 ×2.5 ×3 = 1.05 ton

Total load P on column C5 = (P_{c6})

P_{c6} (per one floor) = 7.11 + 2.4 + 5.336 + 1.05 =15.896= 16 tons

$P_t = 16 \times 6 = 96$ tons

Design of column C_5:

Assume: $f_{c0} = 60\ kg/cm^2$ for $f_{cu} = 250\ kg/cm^2$;

$f_y = 3600\ kg/cm^2$ and $A_{sc} = 1\ \%\ A_c$

So; $P_{c5} = A_c \times f_{c0} + 0.44 \times A_{sc} \times f_y$

$72 \times 1000 = 60 \times A_c + 0.44 \times 0.01 \times A_c \times 3600$

$= 60\ A_c + 12.32\ A_c = 75.84\ A_c$

$A_c = 72000/\ 75.84 = 949.3\ cm^2$

Take b = 20 cm

i.e. t = 949.3 /20 = 47.4 cm

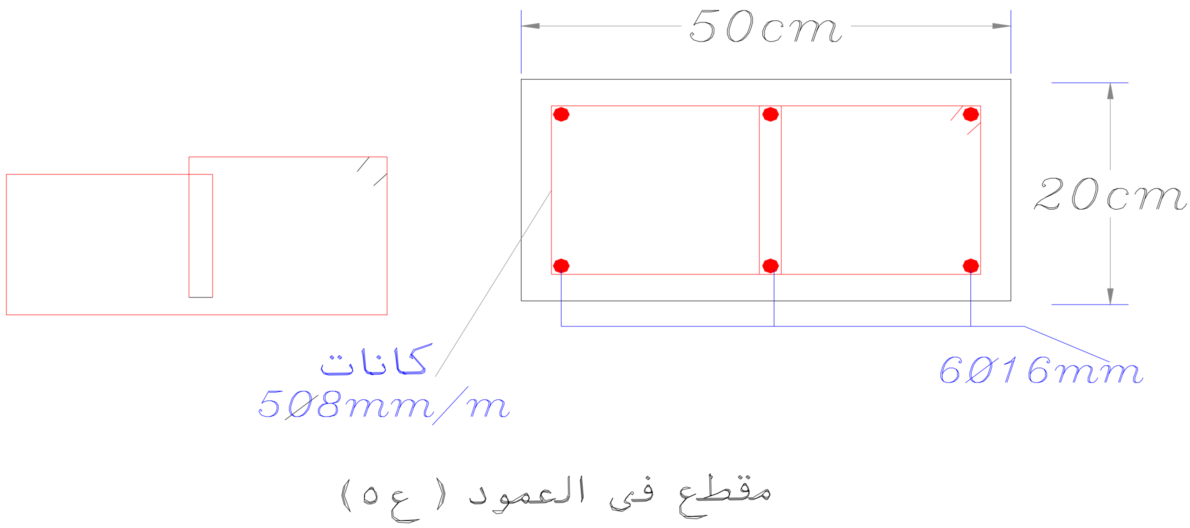
Take column section = 20 × 50 cm

Area of required steel reinforcement (A_{sc}) = 1/100 × 20×50 = 10 cm^2

Take 6 Ø16 mm ($A_{sc} = 12.1\ cm^2$)

Use stirrups 5 Ø 8 mm/m

انظر الشكل رقم (٦-٩) والذي يوضح قطاعاً عرضياً في العمود C_5 .



شكل رقم (٦- ٩) قطاع عرضي في العمود C_5

Design of column C_6:

Assume: $f_{c0} = 60\ kg/cm^2$ for $f_{cu} = 250\ kg/cm^2$;

$f_y = 3600\ kg/cm^2$ and $A_{sc} = 1\ \%\ A_c$

So; $P_{c6} = A_c \times f_{c0} + 0.44 \times A_{sc} \times f_y$

$96 \times 1000 = 60 \times A_c + 0.44 \times 0.01 \times A_c \times 3600$

$= 60\ A_c + 12.32\ A_c = 75.84\ A_c$

$A_c = 96000 / 75.84 = 1265.8\ cm^2$

Take $b = 20\ cm$

i.e. $t = 1265.8 / 20 = 63.3\ cm \approx 70\ cm$

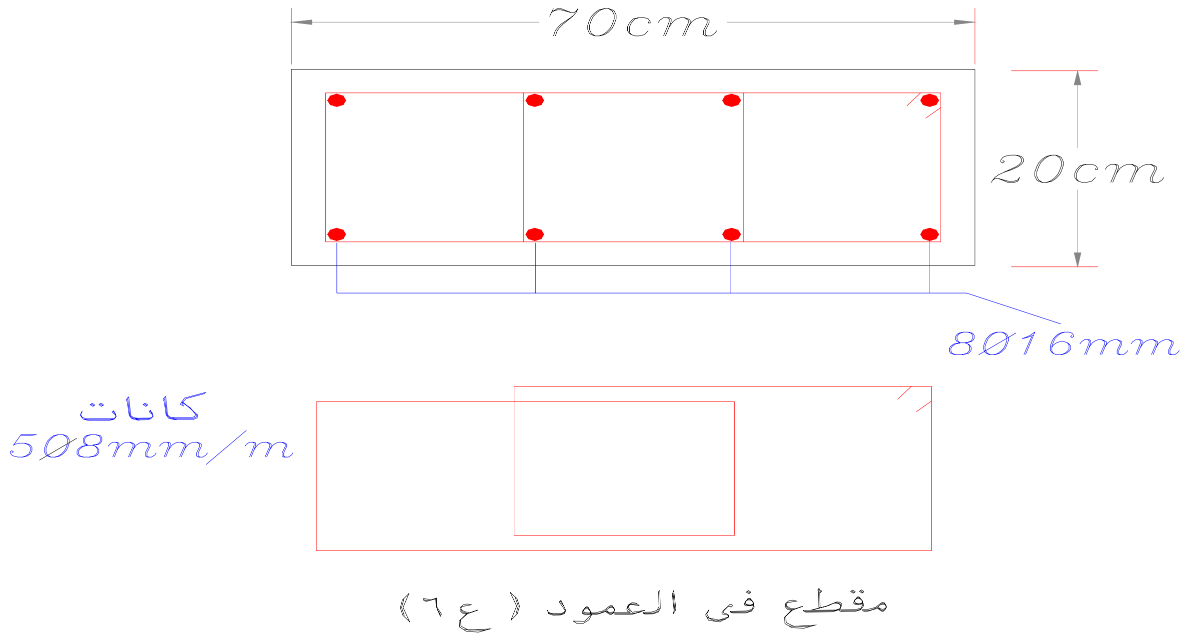
Take column section = 20×70 cm

Area of required steel reinforcement (A_{sc}) = $1/100 \times 20 \times 70 = 14\ cm^2$

Take 8 Ø 16 mm ($A_{sc} = 16.1\ cm^2$)

Use stirrups 5 Ø 8 mm/m

انظر الشكل رقم (٦- ١٠) والذي يوضح قطاعاً عرضياً في العمود C_6 .



شكل رقم (٦- ١٠) قطاع عرضي في العمود C_6

تمرينات

في الشكل رقم (٦- ٨) السابق مطلوب الآتي :

١) حساب الأحمال المؤثرة على الأعمدة ع١ –ع٢ –ع٣ –ع٤ –ع٧ (C_1-C_2-C_3-C_4-C_7) على الترتيب مع العلم أن صافي ارتفاع الدور = ٢,٩٠ متر . وأن عمق الكمرات الكلي = ٧٠ سم . والأعمدة غير مقيدة

٢) حساب قطاعات الأعمدة ع١ –ع٢ –ع٣ –ع٤ –ع٧ (C_1-C_2-C_3-C_4-C_7) على الترتيب. وحساب حديد التسليح المطلوب. مع العلم أن الحديد المستخدم حديد صلب عالي المقاومة (36/52) و إجهاد كسر المكعبات للخرسانة (f_{cu}) = 300 كجم/سم٢ .

٣) رسم القطاعات العرضية للأعمدة المذكورة مبينا عليها الأبعاد وحديد التسليح.

علما بأن المبنى مكون من عدد ستة طوابق.

إنشـــاءات خرسانية

تصميم القواعد الخرسانية المنفصلة

الوحدة السابعة : تصميم القواعد الخرسانية المنفصلة

- **الجدارة**

تتناول هذه الوحدة دراسة التحليل الإنشائي و تصميم القواعد الخرسانية المنفصلة وذلك باستخدام طريقة إجهادات التشغيل، هذا بالإضافة إلى التعرف على أنواع الأساسات المختلفة وكذا دراسة القواعد الخرسانية المنفصلة.

- **الأهداف:**

١) أن يتعرف المتدرب على أنواع الأساسات المختلفة

٢) أن يكون المتدرب قادرا على حساب الأحمال المؤثرة على القواعد المنفصلة.

٣) أن يتعرف المتدرب على مبادئ تصميم القواعد الخرسانية المنفصلة وذلك باستخدام المعايير التصميمية طبقا للمواصفات القياسية. هذا بالإضافة إلى معرفة طريقة رص حديد التسليح في الأساسات.

٤) أن يكون المتدرب قادرا على توصيف الأساسات السطحية وعنده القدرة على اختيار النوع المناسب منها وذلك حسب نوع تربة التأسيس وقدرة تحملها ونوع المبنى والأحمال المؤثرة عليه.

- **مستوى الأداء المطلوب:**

بعد انتهاء المتدرب من دراسة هذه الوحدة يكون قادرا على استيعاب الجدارة والأهداف بنسبة ١٠٠ ٪

- **الوقت المتوقع لإنجاز الجدارة.**
- أسبوع و نصف
- **متطلبات الجدارة:**

دراسة مقرر الإستاتيكا.

خواص مواد البناء.

خواص التربة .

٧- ١: أنواع الأساسات:

الأساس هو حلقة الاتصال بين المنشأ والتربة التي تحمل هذا المنشأ . والأساس مسؤول عن نقل أحمال المنشأ بطريقة آمنة إلى التربة بحيث لاينتج عن هذه الأحمال تحرك ضار للتربة أسفل الأساس أوحوله. والأساس الجيد يجب أن يقاوم وزن المنشأ بالإضافة للأحمال الأخرى المعرض لها المنشأ مثل الأحمال الحية أو أحمال الرياح أو الزلازل أو أية أحمال خاصة أخرى تبعا لنوع و استخدام المنشأ.

والأساس قد يكون قريبا من سطح الأرض وفي تلك الحالة يسمى الأساس بالسطحي Shallow foundation . أو يكون عميقا داخل التربة لنقل أحمال المنشأ (التي تكون في العادة لذلك النوع من الأساسات كبيرة) إلى طبقات التربة العميقة الأقوى، أو توزيعها على الطبقات بطريقة تدريجية ويسمى ذلك الأساس بالعميق Deep foundation . وعادة ما ينتهي الأساس تحت سطح الأرض حيث يبدأ المنشأ.

تمثل الأساسات السطحية القطاع الأكبر للأساسات. ويعتبر الأساس السطحي أكثر الأنواع إقتصادا، وغالبا الأسهل تنفيذا. ومالم تمنع طبقة التربة أو المنشأ أوكلاهما استخدام الأساس السطحي: فإنه ينصح باستخدامه. وإذا تعذر استخدامه نلجأ إلى الأساس العميق اضطرارا.

والأساسات السطحية هي الأساسات التي لا يزيد عمق التأسيس فيها عن عرض الأساس (يمثل العرض هنا أصغر ضلع في القاعدة المستطيلة، أو طول ضلع القاعدة المربعة). وتتكون الأساسات السطحية من الأنواع التالية :

١) الأساسات الشريطية (Strip footings) . وتستخدم كأساس للحوائط بكافة أنواعها وللأعمدة المتقاربة الواقعة على صف واحد وخاصة إذا كانت أحمال تلك الأعمدة والمسافات بينها متقاربة.

٢) الأساسات المنفصلة (Spread footings) . وتستخدم كأساس للأعمدة الخرسانية والمعدنية وغالبا ما تكون مستطيلة الشكل في المسقط الأفقي.

٣) الأساسات المشتركة (Combined footings) . وهي أساسات لعمودين أو أكثر لغرض معين كمقاومة عدم المركزية لعمود ، أو لتقارب عمودين أو أكثر. مما يسبب تداخل قواعد الأعمدة. أو لأسباب أخرى.

٤) الأسـاسـات اللبشة (Raft foundations) . وتستخدم لأغراض عديدة. وهو أسـاس مستمر للمنشأ كله ، أو الجزء من المنشأ حيث تنتقل إليه أحمال الأعمدة والحوائط لتوزيعها على التربة.

٧- ٢ : تصميم القواعد الخرسانية المنفصلة المحملة مركزيا :

تعتبر القواعد المنفصلة تضخيم لقطاع العمود لتناسب الإجهادات المنخفضة للتربة بالمقارنة بإجهادات مادة العمود.

ونظرا لأن وزن القاعدة وما تحمله من ردم يضاف إلى وزن الحائط عند حساب الإجهادات على التربة ، فإنه من الواجب حساب وزن القاعدة قبل تصميمها وهذا يحتاج إلى إيجاد علاقة بين أبعاد القاعدة والإجهاد المسموح به على التربة ($q_{all.}$) وعمق التأسيس (D_f) وكذلك حمل العمود.

$$P_T = \frac{P}{1 - \dfrac{\gamma_a \times D_f}{q_{all}}} \qquad (7\text{-}1)$$

حيث : P = حمل العمود.

P_T = الحمل الكلي عند منسوب التأسيس.

γ_a = متوسط كثافة خرسانة الأساس والتربة (عادة = ٢ طن /م٣ = ٢٠ كيلو نيوتن /م٣).

D_f = عمق التأسيس.

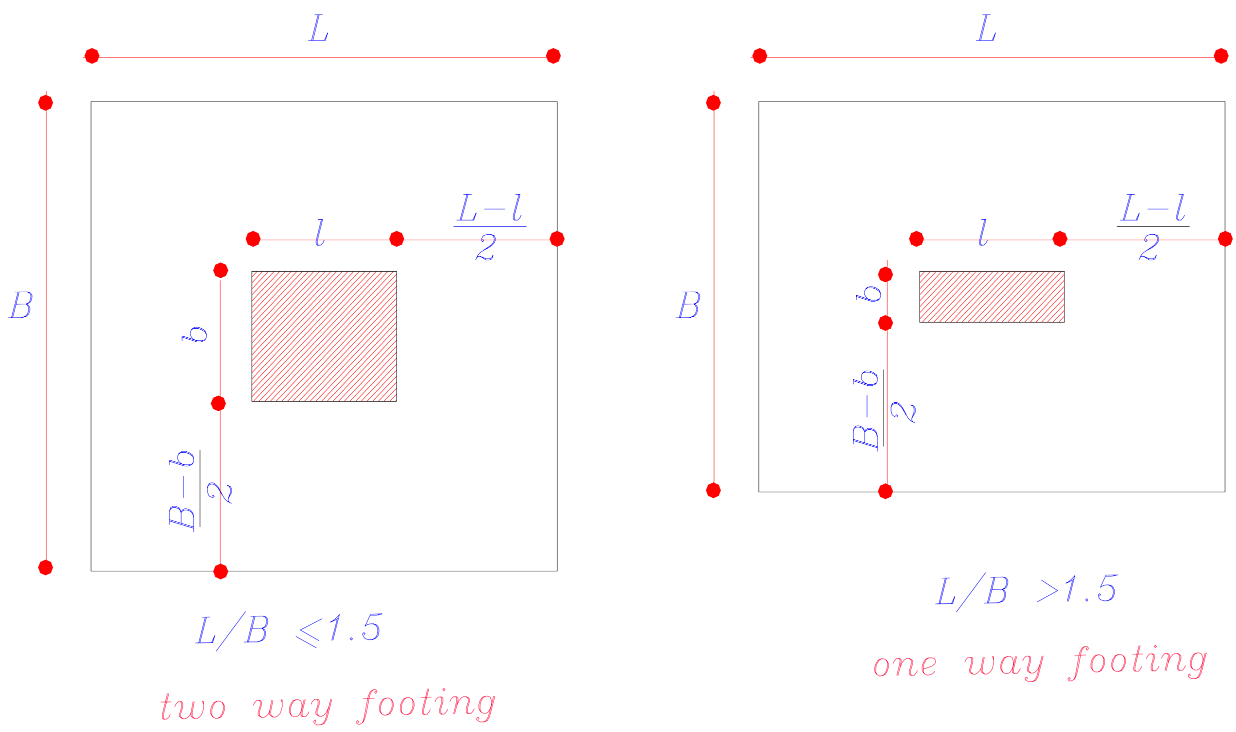
q_{all} = إجهاد التربة الكلي المسموح به (Gross allowable bearing stress of the soil)

وبمعلومية الحمل الكلي على منسوب التأسيس تحسب مساحة القاعدة اللازمة وذلك بقسمة الحمل الكلي P_T على الإجهاد المسموح به.

تأخذ القواعد المنفصلة أشكالاً مختلفة تكون عادة مربعة أو مستطيلة الشكل. وإن كان الشكل المستطيل أكثرها إستخداما وشيوعا. والشكل رقم (٧- ١) يبين نوعي القواعد المنفصلة من الناحية الإنشائية .

أ) القواعد الثنائية Two Way Footings

ب) القواعد الأحادية One Way Footings



شكل رقم (٧- ١) القواعد المنفصلة المستطيلة الشكل

والحكم في كون القاعدة ثنائية أو أحادية هو نسبة أطوال الأضلاع. فإذا زاد طول القاعدة عن مرة ونصف عرضها اعتبرت أحادية وإلا فهي ثنائية. ويتحكم في اختيار نسبة الطول إلى العرض أبعاد العمود وتوزيع القواعد في المسقط الأفقي. وإن كان من الأفضل عادة اختيار القواعد الثنائية. وتختار تلك النسبة بحيث يكون بروز القاعدة من الاتجاهين من أوجه العمود شبه متساو. أي إن:

$$(L - l) = (B - b) \qquad (7\text{-}2)$$

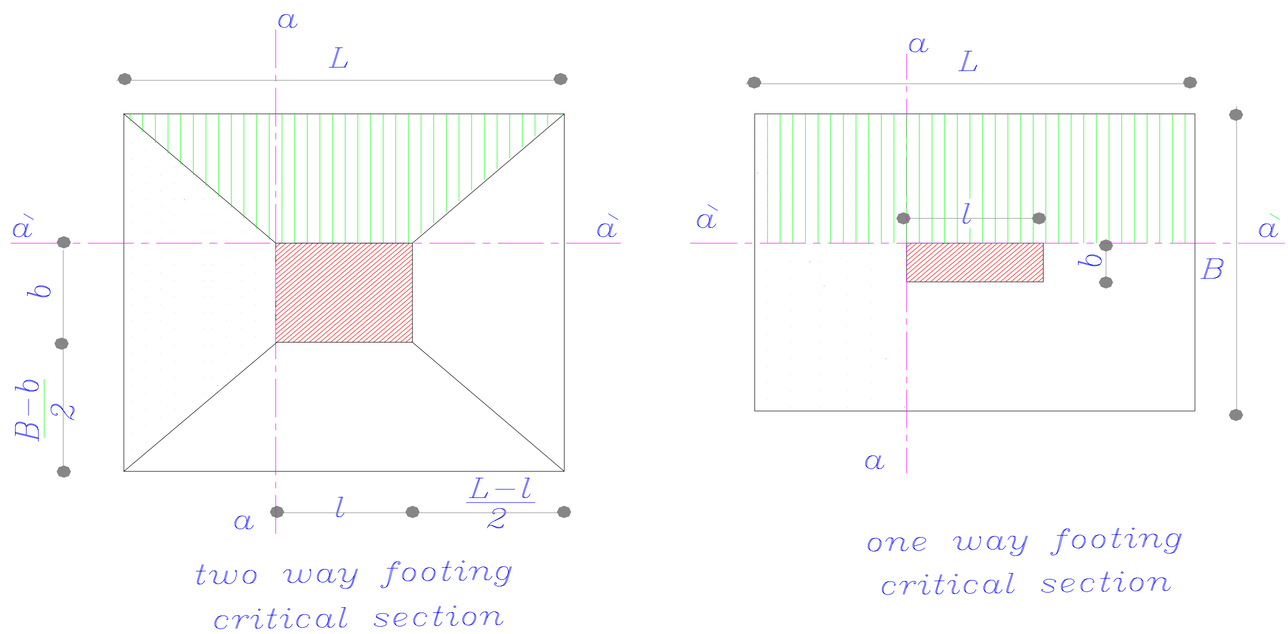
ومن معادلة المساحة المطلوبة لقدرة تحمل التربة وهي:

$$A = L \times B = P_T/q_{all} \qquad (7\text{-}3)$$

Or $$q_{all} = P_T / (L \times B) \qquad (7\text{-}4)$$

نحصل على معادلتين (٧- 2) ، (٧- 3) للمجهولين L ، B ومنهما نحصل على أبعاد القاعدة لأقرب خمسة سنتيمترات (٥ سم). وقيمة P_T تحدد من المعادلة (٧- ١) لعمود يؤثر عليه حمل مركزي.

يجب ملاحظة أن P_T المحسوبة من المعادلة (٧- ١) هي تقريبية لحل المسألة وأن القيمة الدقيقة عادة ما تكون مختلفة عنها إختلافا طفيفا. وينتهي دور P_T بتحديد الأبعاد الأفقية للقاعدة (B,L).



شكل رقم (٧- 2) القطاعات الحرجة لعزوم الانحناء

وعند البحث عن سمك القاعدة وتسليحها فإن حمل العمود يستخدم مباشرة في حساب توزيع الإجهادات أسفل القاعدة لإيجاد عزوم الانحناء وقوى القص والاختراق المعرضة لها القطاعات الحرجة بالقاعدة.
وتحدد القطاعات الحرجة للقواعد الأحادية والثنائية بالنسبة للعزم والتماسك بأوجه العمود الخرساني.
كما هو موضح بالشكل (٧- ٢). موضح أيضا بالشكل كيفية حساب العزم لكل وجه.

بالنسبة للقواعد الثنائية :

Section a -a:

$$M = \frac{P}{A}\left[b\left(\frac{L-l}{2}\right)^2 / 2 + (B-b)\left(\frac{L-l}{2}\right)^2 / 3 \right]$$

$$(7\text{-}5)\quad M = \frac{P}{24 \times A}(2B + b)(L - l)^2$$

Section a′- a′:

$$(7\text{-}6)\quad M = \frac{P}{24 \times A}(2L + l)(B - b)^2$$

بالنسبة للقواعد الأحادية :

Section a -a:

$$(7\text{-}7)\quad M = \frac{P}{L}(L - l)^2 / 8$$

$$(7\text{-}8)\quad M = \frac{P}{B}(B - b)^2 / 8$$

من الواضح أن القيم المعطاه بالمعادلات (٧- 5) ، (٧- 6). ستكون هي القيم القصوى عند تصميم وإختيار سمك الأساس وحديد التسليح للقواعد الثنائية والأحادية على الترتيب .
ويؤخذ عرض القطاع عند حساب السمك مساويا العرض العمود مضافا إليه عشرون سنتيمترا في حالة القواعد الثنائية . ويؤخذ مساويا عرض القاعدة للقواعد الأحادية.
وقوة التماسك Q_b لعمود مركزي تحسب كالتالي:

$$F_n = P / A \qquad (7\text{-}9)$$

حيث Q_b تحسب من العلاقة التالية:

For section a -a:

$$Q_b = ¼ (B + b)(L - l) \times F_n \qquad (7\text{-}10)$$

For section a′- a′:

$$Q_b = \frac{1}{4}(L + l)(B - b) \times F_n \qquad (7\text{-}11)$$

٧- ٢- ١: عمق الاختراق Punching Depth

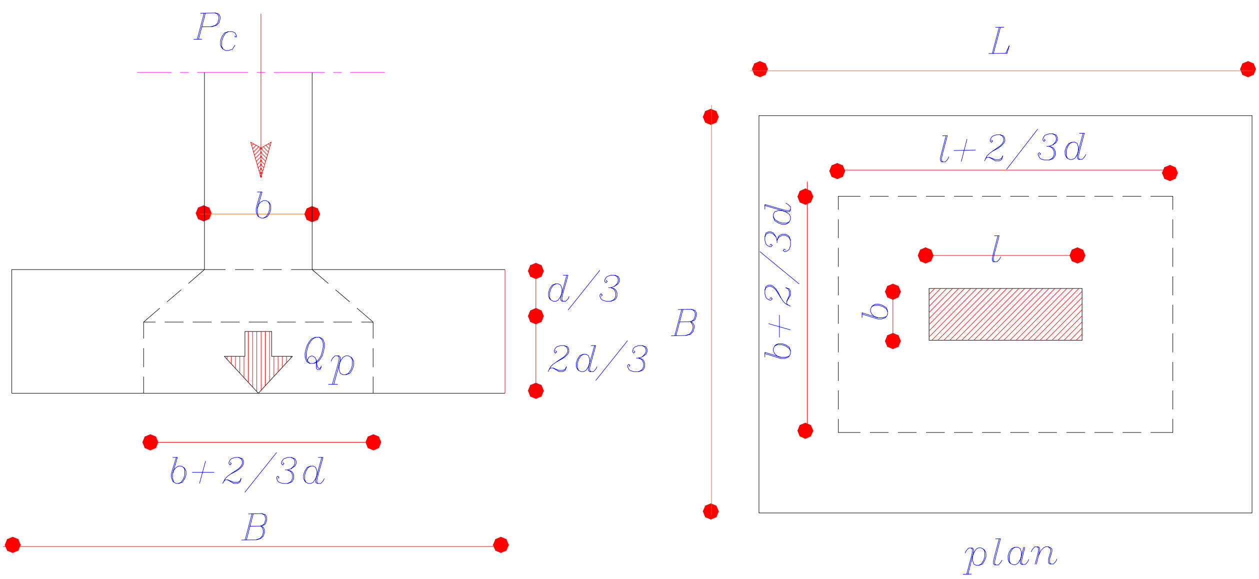
حيث إن التغير في قطاع العمود من (l × b) إلى قطاع القاعدة الأفقي (L × B) تغير مفاجئ فهناك إحتمال اختراق العمود للقاعدة بواسطة القص المباشر (Direct Shear) . وللتغلب على هذا الانهيار يجب أن يكون عمق القاعدة كاف لتقليل إجهادات القص المباشر إلى قيمة تكون آمنة بالنسبة لمادة الخرسانة. والإجهاد المقبول للقص المباشر نتيجة الاختراق q_P تؤخذ للخرسانة ٨ كجم/سم٢ .

وتحسب القوة المباشرة للاختراق من حمل العمود مطروحا منه رد فعل التربة للجزء المخترق من القاعدة . وهناك عدة افتراضات لشكل الاختراق وإن كان أكثرها قبولا هو ذلك الموضح في الشكل (٧- 3) . حيث تم فرض أن الكسر يأخذ ٤٥° خلال منطقة الضغط (حوالي ثلث عمق القاعدة) بينما يكون رأسيا في باقي العمق أي خلال منطقة الشد. من ذلك يكون حمل الاختراق محسوبا كالتالي:

$$Q_P = P - F_n\left(b + \frac{2}{3}d\right) \times \left(l + \frac{2}{3}d\right) \qquad (7\text{-}12)$$

ويكون إجهاد الاختراق محسوبا من المعادلة الآتية :

$$q_P = \frac{Q_P}{2d\left(l + b + 1.33d\right)} \qquad (7\text{-}13)$$



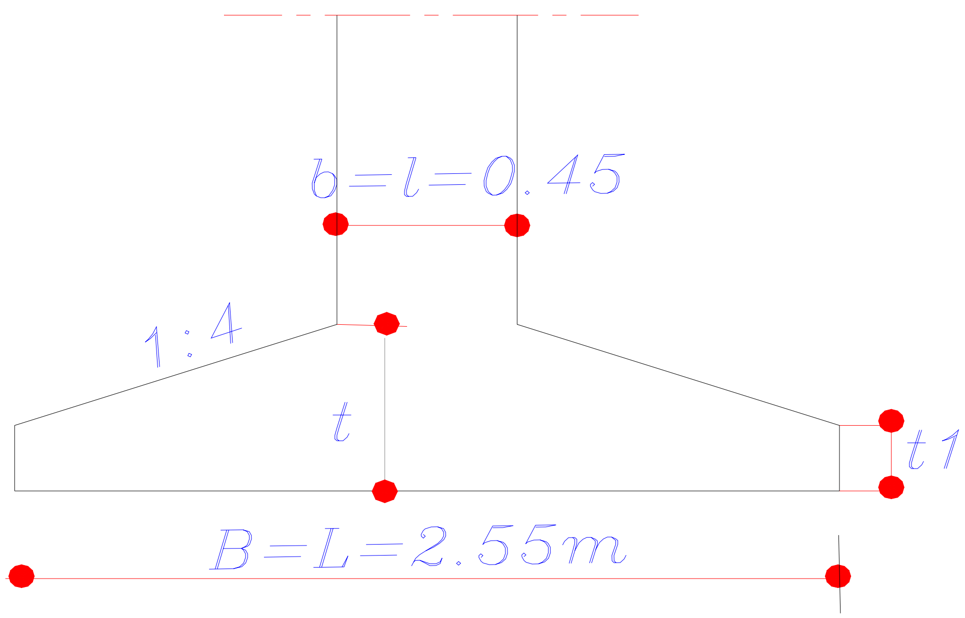
شكل (٧- 3)

٧- 3: أمثلة محلولة وتمارين:

مثال ١

صمم قاعدة عمود مربع أبعاده ٤٥ × ٤٥ سم ويؤثر عليه حمل قدره ١٠٠ طن. وعمق التأسيس ١٫٠ متر. وقدرة تحمل التربة ١٫٧٥ كجم/سم٢(تسليح العمود ٨ Ø ١٨ مم)

الحــل



شكل رقم (٧- ٤)

Footing Dimensions:

$$P_T = \frac{P}{1-\frac{\gamma_a \times D_f}{q_{all}}} = \frac{100}{1-\frac{2\times 1}{17.5}} = 112.9\ ton$$

A = 112.9 / 17.5 = 6.452 m^2

$$B = \sqrt{A} = 2.54 = 2.55m$$

Concrete Sections:

$$M = \frac{P}{24\times A}(2B+b)(L-l)^2 = \frac{100}{24\times(2.55)^2}(5.1+0.45)(2.55-0.45)^2 = 15.683m.t$$

Q_b =¼ (B + b) (L - l) × F_n =¼ (2.55 + 0.45) (2.55 -0.45) × 15.38 = 24.221 ton

$$Q_P = P - F_n\left(b+\frac{2}{3}d\right)\times\left(l+\frac{2}{3}d\right)$$

But $d = 0.313 \times \sqrt{\frac{15.683\times 10^5}{(45+20)}} = 49\,cm$

Take d =50 cm & t = 55 cm

so, $$Q_P = 100 - \frac{100}{2.55^2}\left(0.45+\frac{2}{3}\times 0.5\right)\left(0.45+\frac{2}{3}\times 0.5\right) = 90.564ton$$

$$q_P = \frac{Q_P}{2d(l+b+1.33d)} = \frac{90.564\times 10^3}{2\times 50(45+45+66.7)} = 5.78\ kg/cm^2$$

$$A_s = \frac{M}{k_2\times d} = \frac{15.68\times 10^5}{1217\times 50} = 25.75cm^2$$

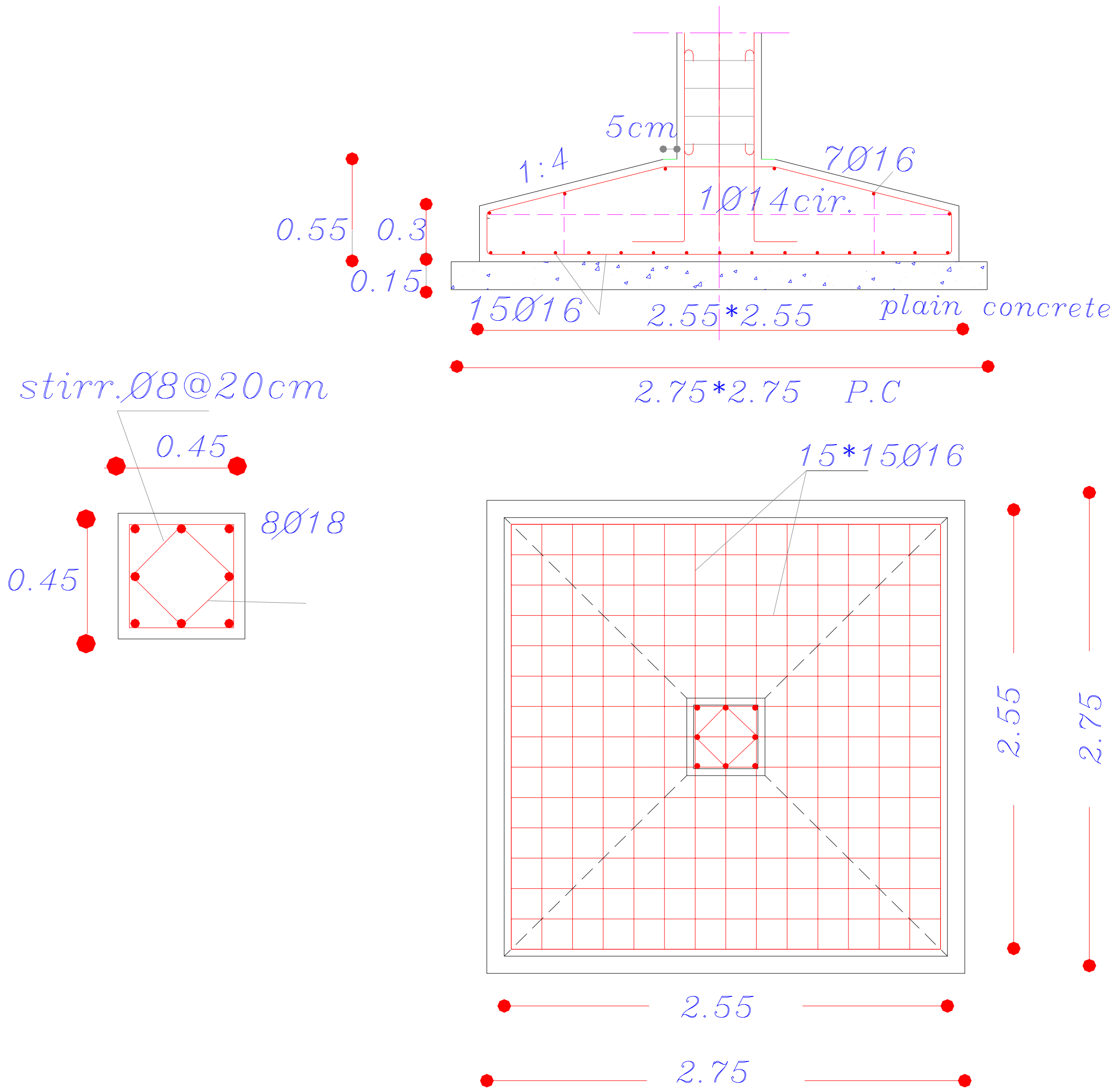
Choose 13 Ø 16 mm

$$q_b = \frac{Q}{0.87\times d\times\sum \circ\circ\circ\circ} = \frac{24.221\times 1000}{0.87\times 50\times(13\pi\times 1.6)} = 8.57 < 10kg/cm^2$$

Footing is 2.55 ×2.55 ×0.55 (13 Ø 16 in each direction)

٧-٤ رسم قطاعات أفقية ورأسية للقواعد مع توضيح تفاصيل حديد التسليح:

انظر الشكل رقم (٧- ٥) والذي يوضح تفاصيل القاعدة وحديد التسليح في المسقط الأفقي والقطاع الرأسي.



شكل رقم (٧- ٥)

مثال ٢ :

صمم قاعدة عمود مستطيل (٣٠ × ٧٥) وتسليحه ١٢ Ø ١٦ مم. ويؤثر عليه حمل قدره ١٥٠ طن وقدرة تحمل التربة الخالصة ٢,٠ كجم/سم٢ . اختر أبعاد القاعدة لتعطي بروزاً متساوياً للقاعدة بالنسبة لأوجه العمود . (افرض إجهاد اختراق يساوي $q_p = 8\ kg/cm^2$).

الحل:

$A = P / F_{all.net} = 150 / 20 = 7.5\ m^2$

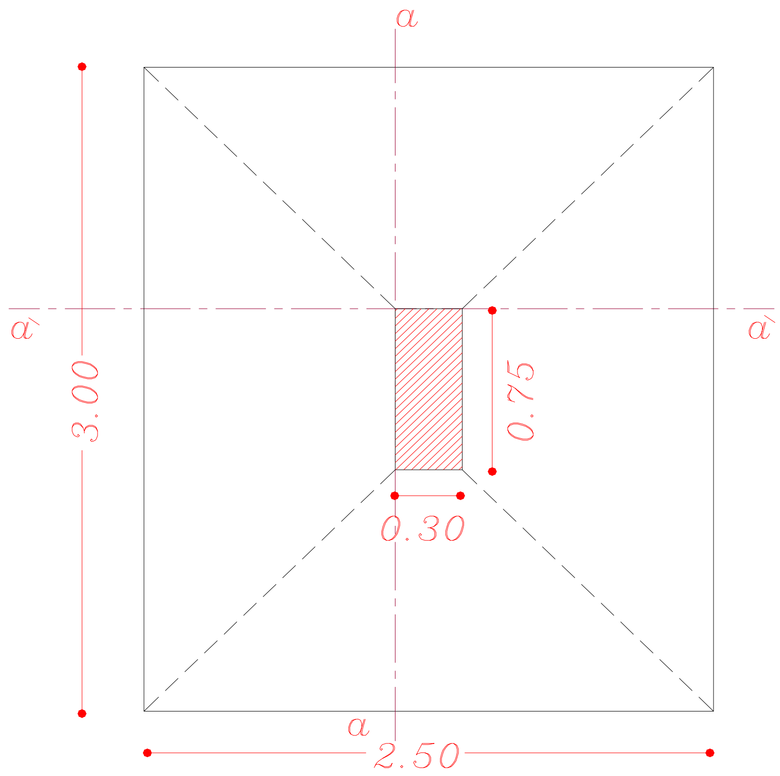
Take B=2.5 m;

i.e. (L - l) = (B - b)

$L = (2.5 – 0.30) + 0.75 = 2.95$ m

Choose L = 3.0 m , B = 2.5 m

i.e. $L \times B = 3 \times 2.5 = 7.5\ m^2$



شكل رقم (٧- ٦)

$$M_{a-a} = \frac{P}{24 \times A}(2B + b)(L - l)^2 = \frac{150}{24 \times 7.5}(5.3)(2.25)^2 = 22.36\, t.m$$

$$M_{a'-a'} = \frac{P}{24 \times A}(2L + l)(B - b)^2 = \frac{150}{24 \times 7.5}(6.75)(2.2)^2 = 27.225\, t.m$$

$Q_{b\,a\text{-}a}$ =¼ (B + b) (L - l) × P/A = ¼ × 150/7.5(2.8) (2.25) = 31.50 ton

$Q_{b\,a'\text{-}a'}$ =¼ (L + l) (B - b)× P/A = ¼ × 150/7.5(3.75) (2.2) = 41.25 ton

Concrete Sections;

$$d = 0.313 \times \sqrt{\frac{22.360 \times 10^5}{(30 + 20)}} = 66.16\, cm$$

t = 70 cm

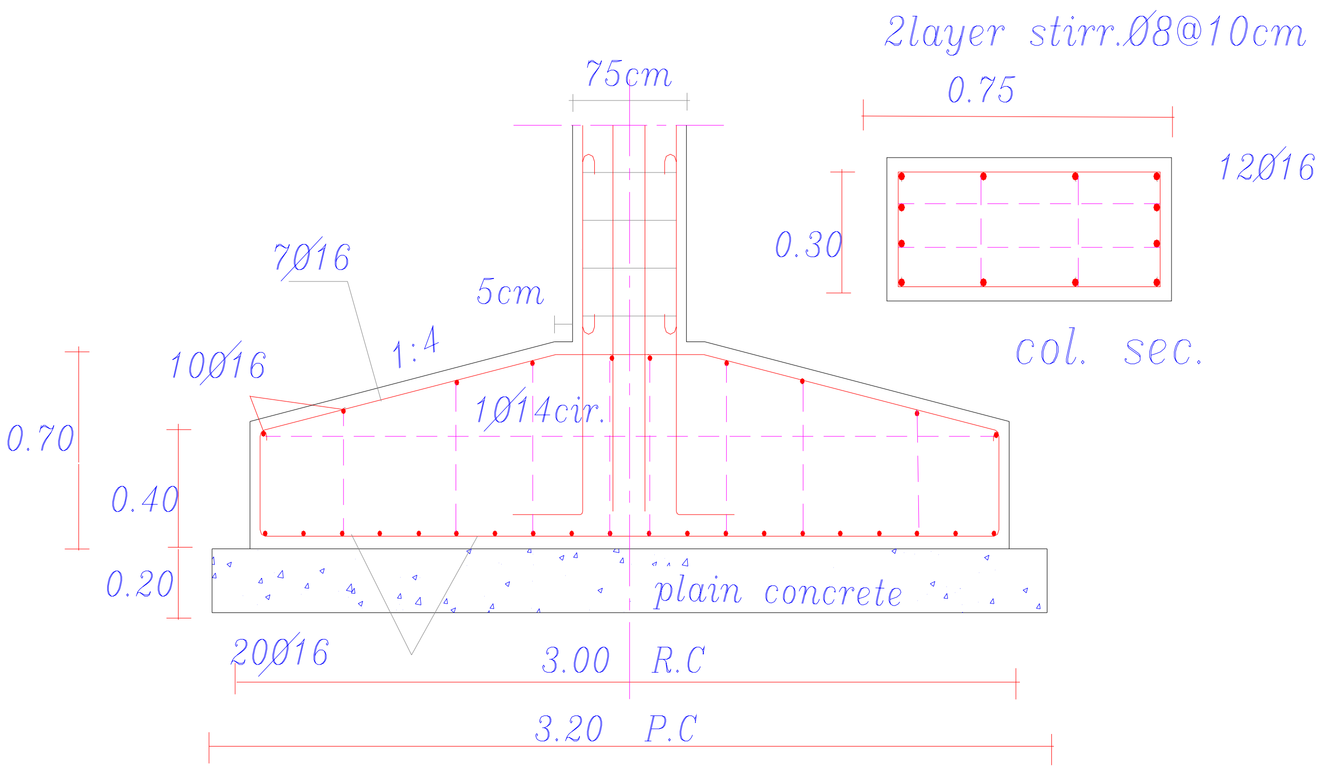
$$A_s = \frac{M}{k_2 \times d} = \frac{22.360 \times 10^5}{1217 \times 65} = 28.24 cm^2$$ Choose 15 Ø 16 mm

$$A_{s'} = \frac{M}{k_2 \times d} = \frac{27.225 \times 10^5}{1217 \times 63} = 35.5 cm^2$$ Choose 18 Ø 16 mm

$$q_b = \frac{Q}{0.87 \times d \times \sum \circ\circ\circ\circ} = \frac{41.25 \times 10^3}{0.87 \times 63 \times (18\pi \times 1.6)} = 8.36 < 10 kg/cm^2 (Safe)$$

Q_p = 150-20(0.3+0.44)(0.75+0.44) = 132.4 ton

$$q_P = \frac{Q_P}{2d(l + b + 1.33d)} = \frac{132.4 \times 10^3}{2 \times 65(75 + 30 + 97)} = 5.04 < 8 kg/cm^2 (Safe)$$


2layer stirr.Ø8@10cm
0.75
12Ø16
0.30
col. sec.
75cm
7Ø16
5cm
1:4
10Ø16
1Ø14cir.
0.70
0.40
0.20
plain concrete
20Ø16
3.00 R.C
3.20 P.C

شكل رقم (٧- ٧)

تمارين على القواعد:

١) أ) صمم قاعدة لعمود مستطيل مقطعه ٣٠ × ٨٠ سم وتسليحه ١٢ φ ١٨ مم. ويؤثر عليه حمل قدره ١٨٠ طن . وقدرة تحمل التربة الخالصة تساوي ٢,٤ كجم/سم٢ . اختر القاعدة لتعطي بروزا متساويا من أوجه العمود.
ب) ارسم القاعدة في المسقط الأفقي والقطاع الرأسي مبينا أبعاد القاعدة وتفاصيل حديد التسليح.

٢) أ) صمم قاعدة لعمود مربع مقطعه ٣٥ ×٣٥ سم وتسليحه ١٢ φ ٢٢ مم. ويؤثر عليه حمل رأسي قدره ٨٥ طن . وقدرة تحمل التربة تساوي ٣,٠٠ كجم/سم٢ عند عمق تأسيس ١,٥ متر من سطح الأرض الطبيعية.
ب) ارسم القاعدة في المسقط الأفقي والقطاع الرأسي مبينا أبعاد القاعدة وتفاصيل حديد التسليح.

<u>ملحوظات عامة:</u>

١) يجب أن يكون عمق القاعدة كاف لتقليل إجهادات القص المباشر إلى قيمة تكون آمنة بالنسبة لمادة الخرسانة. والإجهاد المقبول للقص المباشر نتيجة الاختراق q_p تؤخذ للخرسانة ٨ كجم/سم٢ .
٢) يختار الحديد المناسب بحيث لايقل القطر عن ١٠ مم.
٣) يجب أن لايقل عدد حديد التسليح عن ٥ أسياخ ولا يزيد عن ١٢ سيخ في المتر في كل اتجاه.
٤) يجب تغطية حديد التسليح بغطاء خرساني سمكه من ٣,٠ إلى ٥,٠ سم .
٥) يجب أن لا يقل عمق التأسيس والمقاسات في الاتجاهين عن متر واحد .

الوحدة الثامنة : الحوائط الساندة

- **الجدارة:**

تتناول هذه الوحدة دراسة الأنواع المختلفة للحوائط الساندة (الحوائط المبنية بالطوب أو الخرسانة العادية والحوائط الساندة من الخرسانة المسلحة) وتصميم الحوائط الساندة الكابولية من الخرسانة المسلحة وذلك باستخدام طريقة إجهادات التشغيل، هذا بالإضافة إلى التعرف على الأحمال المؤثرة.

- **الأهداف :**

١) أن يتعرف المتدرب على الأنواع المختلفة للحوائط الساندة

٢) أن يكون المتدرب قادرا على حساب الأحمال المؤثرة على الحوائط الساندة الكابولية.

٣) أن يكون المتدرب قادرا على تصميم الحوائط الساندة الكابولية.

- **مستوى الأداء المطلوب:**

بعد انتهاء المتدرب من دراسة هذه الوحدة يكون قادرا على استيعاب الجدارة والأهداف بنسبة ١٠٠ ٪

- **الوقت المتوقع لإنجاز الجدارة:**

أسبوع ونصف

- **متطلبات الجدارة.**

دراسة مقرر الإستاتيكا.

خواص التربة بالإضافة إلى معرفة ماسبقت دراسته في الحقائب السابقة

الحوائط الساندة هي منشآت تستعمل في سند الأتربة أو المواد الأخرى حيث لا تسمح حالة الأتربة بتوفير الاتزان بميول طبيعية وتستعمل للأغراض الآتية:

- سند الأتربة
- لتحمل ضغط السوائل
- لتحمل ضغط المياه
- لتحمل ضغط الحبوب

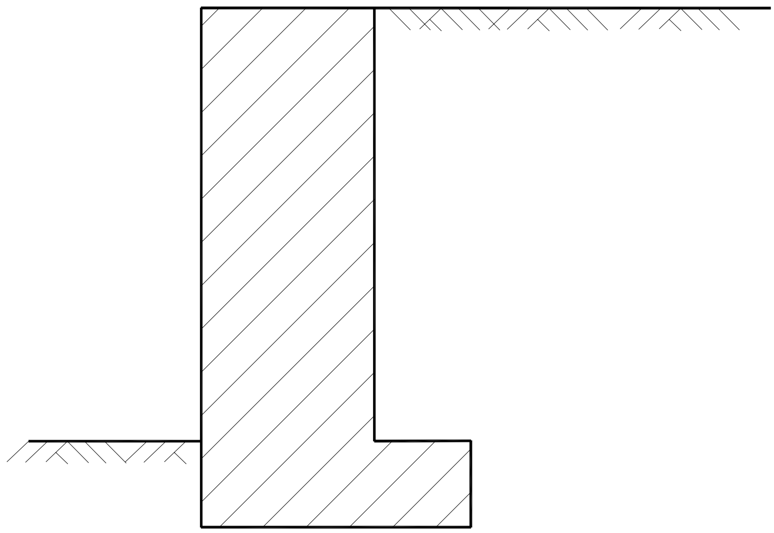
١,٨ أنواع الحوائط الساندة :

وتصنف الحوائط الساندة حسب الطريقة التي يتم بها الاتزان إلى نوعين:

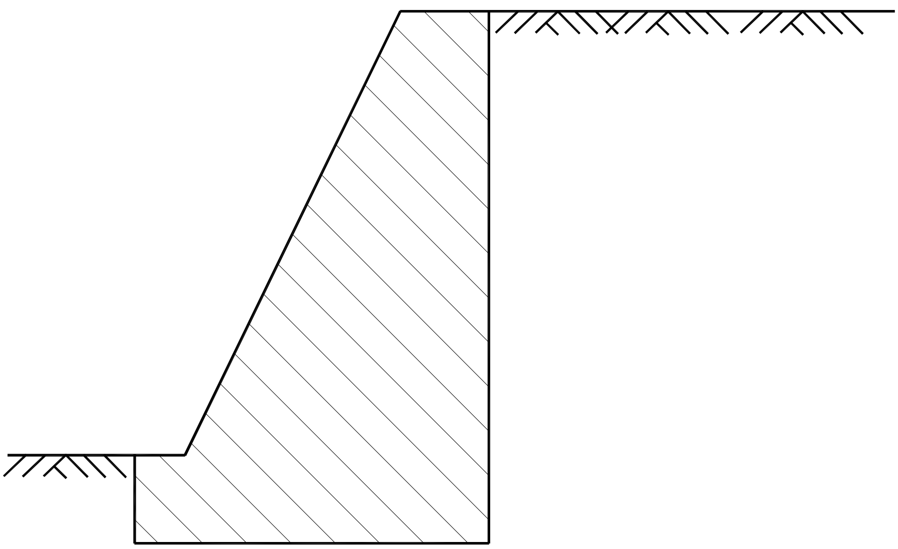
- الحوائط المبنية بالطوب أو الخرسانة العادية.
- الحوائط الساندة من الخرسانة المسلحة.

١,١,٨ الحوائط المبنية بالطوب أو الخرسانة العادية:

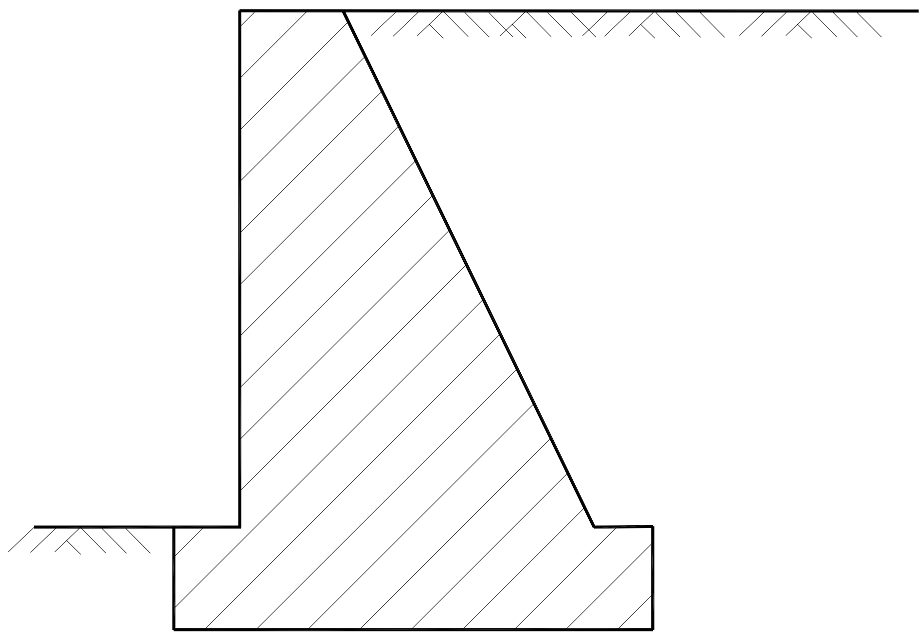
هذا النوع من الحوائط يعتمد على ثقل الحائط نفسه وهو الذي يعمل الاتزان وبذلك تصبح أحجامه كبيرة والأشكال التالية تبين بعض نماذج هذه الحوائط:



شكل رقم (١,٨): حائط ساند مبسط الشكل من الخرسانة.



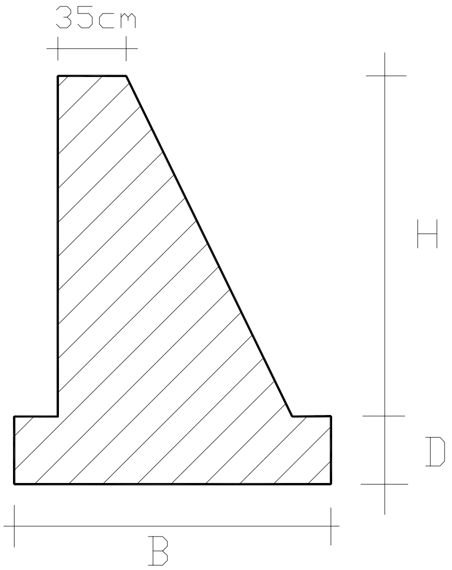
شكل رقم (٢,٨): حائط ساند على شكل شبه منحرف ذو وجه أمامي مائل.



شكل رقم (٣،٨): حائط ساند على شكل شبه منحرف ذو وجه خلفي مائل.

يمكن أخذ أبعاد الحوائط المبنية من الخرسانة العادية وعادة تكون على شكل شبه منحرف ويكون الوجه الظاهر منها مائل من أسفل إلى أعلى بمقدار ٤:١ وأبعاد القاعدة تختار بحيث تقع محصلة وزن الحائط والأتربة وضغط التربة في الثلث الأوسط للقاعدة ويختار سمك الحائط العلوي بقيمة $\frac{H}{12}$ على أن لايقل عن ٣٥ سم (شكل رقم ٤،٨). ونظرا لجساءة هذه القطاعات فإن الإجهادات الناتجة من وزن الحائط وتأثير ضغط التربة سيكون غالبا منخفضا.ويكون أكثر القطاعات حرجا ذلك الذي يربط القدم ببقية الحائط وعليه يجب حساب إجهادات الشد في أسفله.
وتكون حركة الحائط الساند مكونة من مركبتين:

- انزلاق إلى الخارج
- دوران حول القدم.



حيث:

D= من $\frac{H}{8}$ إلى $\frac{H}{6}$

B= من $\frac{H}{2}$ إلى $\frac{2H}{3}$

شكل رقم (٤،٨): أبعاد تقريبية لحائط ساند من الخرسانة العادية.

٢،١،٨ الحوائط الساندة من الخرسانة المسلحة:

تعتمد الحوائط الساندة من الخرسانة المسلحة في اتزانها على وزن التربة فوق كعبها (heel) وينقسم هذا النوع من الحوائط إلى نوعين:

أ- الحوائط الكابولية: cantilever wall

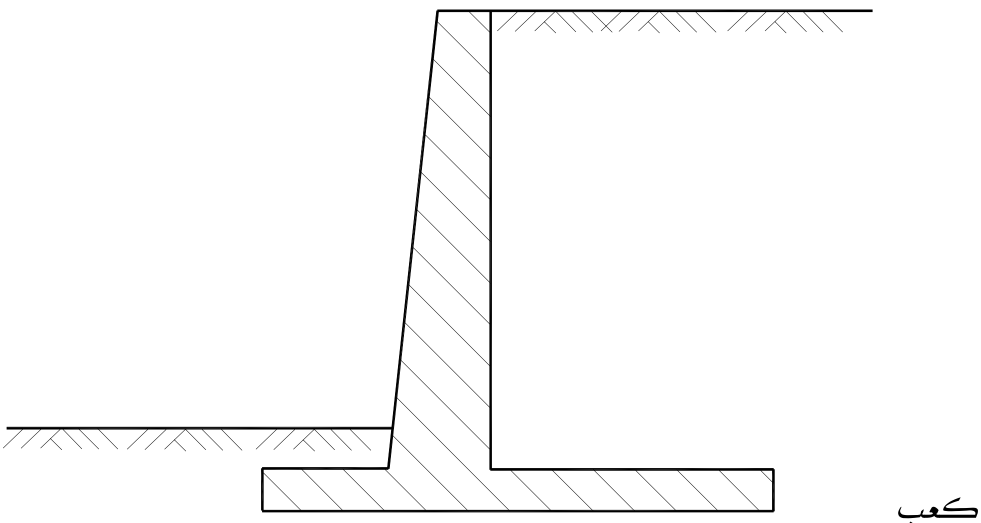
ب- الحوائط الساندة ذات الدعامات الخلفية: counterfort wall

ولكي يكون الحائط الساند ناجحا فإنه يلزم أن يكون:

- آمنا ضد الانقلاب
- وكذلك ضد الدوران

أ- الحوائط الكابولية: **cantilever wall**

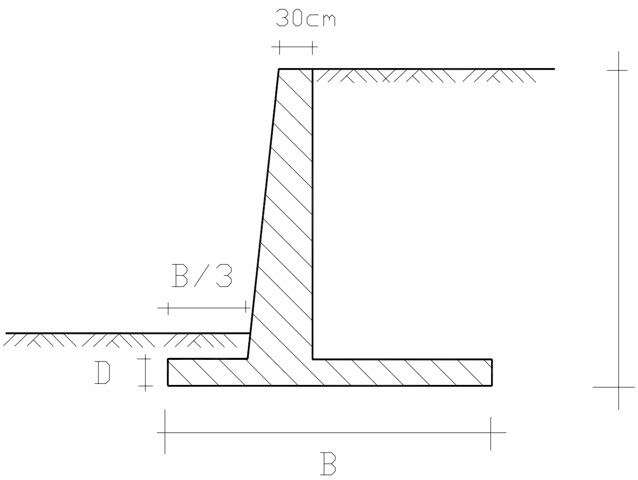
وهي عبارة عن بلاطة رأسية أو مائلة مرتبطة بقاعدة عبارة عن بلاطة أفقية كما هو موضح بالشكل رقم (٥،٨) و يستخدم هذا النوع من الحوائط بارتفاع حتى ٢٥ متر.



شكل رقم (٥،٨) حائط ساند كابولي من الخرسانة المسلحة.

أبعاد الحوائط الساندة (شكل رقم ٦،٨) يجب أن يحقق الاتزان الإنشائي للحوائط وللتربة المسنودة. ويمكن استخدام هذه الأبعاد في غياب معلومات كافية عن التربة المسنودة وقدرة تحمل التربة أسفل الأساس. ويختار سمك ٣٠ سم أو $\frac{H}{24}$ لإمكان الصب والدمك ويختار السمك السفلي للكابولي (من $\frac{H}{12}$ إلى $\frac{H}{10}$) لمقاومة إجهادات القص بدون الحاجة لتسليح خاص للقص.

ويجب اختيار أبعاد القاعدة بحيث تقع المحصلة في الثلث الأوسط من القاعدة حتى تتجنب الإجهادات العالية عند القدم.



حيث:

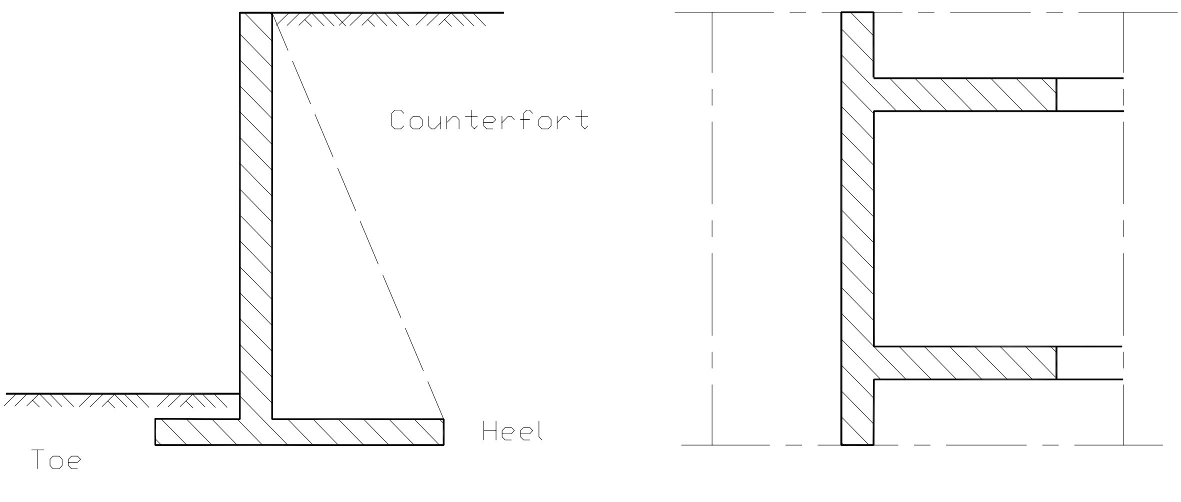
$D = \frac{H}{12}$

B = من $\frac{H}{2}$ إلى $\frac{2H}{3}$

شكل رقم (٦،٨): أبعاد تقريبية لحائط ساند كابولي من الخرسانة المسلحة.

ب- الحوائط الساندة ذات الدعامات الخلفية: counterfort wall

وهي عبارة عن بلاطة رأسية أو مائلة ترتبط بقاعدة عبارة عن بلاطة أفقية بواسطة عامات خلفية ترتبط معها ، كما هو موضح في شكل رقم (٧،٨).



شكل رقم (٧،٨): حائط ساند من الخرسانة المسلحة ذو دعامات خلفية.

٢,٨ الأحمال المؤثرة :

الأنواع المختلفة للأحمال المؤثرة على الحوائط الساندة هي:

١) وزن الحائط والردم الموجود فوقه.

٢) الضغوط الجانبية المؤثرة على الحائط الناتجة عن وزن الردم الخلفي.

٣) الأحمال الحية والميتة الموجودة على الحائط والردم فوقه.

٤) الضغوط الجانبية الناتجة عن الأحمال الحية والميتة على الردم الخلفي.

٣,٨ تصميم الحوائط الساندة الكابولية :

١) تصميم الحوائط الساندة لمقاومة ضغط التربة فقط بدون أحمال إضافية:

نحسب قيمة ضغط التربة عند قاعدة المثلث من العلاقة التالية:

$$P = W.H.K_a = W.H\left[\frac{1-Sin\phi}{1+Sin\phi}\right]$$

حيث:

W : الوزن النوعي للتربة

H: ارتفاع الحائط الساند

Φ: زاوية الاحتكاك للتربة (جدول ١,٨).

K_a: معامل ضغط التربة الفعال.

ويمكن حساب إجمالي الضغط على التربة من المعادلة الآتية:

$$\overline{P} = \frac{P.H}{2}$$

بحيث تؤثر في ٣/١ الارتفاع من القاعدة.

جدول رقم (١،٨) يبين الوزن النوعي و زاوية الإحتكاك لبعض أنواع التربة.

المادة	الوزن (كجم/م٣)	زاوية الاحتكاك Φ بالدرجة
أتربة مردومة	١٥٠٠	٣٧
رمل جاف	١٧٠٠	٣٥
رمل رطب	١٩٠٠	٣٢
رمل مشبع بالماء	٢١٠٠	١٦ — ٢٤
طينة زراعية جافة	١٦٠٠ - ١٨٠٠	٤٨
طينة زراعية رطبة	١٨٠٠ - ١٩٠٠	٤٥
طينة زراعية مشبعة بالماء	١٩٠٠ - ٢٠٠٠	١٧ - ٢٠
أرض طفلية جافة	١٧٠٠	٥٠
أرض طفلية رطبة	١٨٠٠	٤٥
أرض مشبعة بالماء	١٩٠٠	١٥
حمى رفيع	١٨٠٠	٣٨ — ٤٥
حمى مخلوط برمل	٢٣٠٠	٢٦ — ٣٥
حمى مخلوط بطفل	٢٣٠٠	٣٨
طمي	١٧٥٠	٣٥

مثال ١:

حائط ساند ارتفاعه ٥،٠ متر وزاوية احتكاك ٣٠ درجة والوزن للتربة ١،٥ طن/م٣ أوجد إجمالي الضغط على التربة.

الحل:

$$P = 1.5 \times 5.0 \left[\frac{1-0.5}{1+0.5} \right] = 2.50 \quad \text{طن}$$

$$\overline{P} = \frac{2.5 \times 5.0}{2} = 6.25 \quad \text{طن متر}$$

٢) اتزان الحوائط:

تحسب القوى المؤثرة على الحوائط الثقيلة لمتر واحد ويكون محصلة ضغط التربة هي مجموع الاتجاهين للقوة P ووزن مثلث التربة على ظهر الحائط W_S لتعطي مقدار واتجاه ضغط التربة وبتحديد توزيع ضغط التربة على القاعدة السفلية للحائط تؤخذ العزوم للقوى المؤثرة (وزن الحائط وضغط التربة حول قدم الحائط (Toe) ومن ذلك العزم يحدد بعد المحصلة عن القدم $\overline{X}$.

$$\overline{X} = \frac{\sum M}{\sum W}$$

حيث:

$\sum M$: مجموع العزوم عند القدم (Toe).

$\sum W$: مجموع الأحمال الرأسية.

يتم تحديد اللامركزية e من المعادلة التالية بحيث عرض القاعدة =B

$$e = \frac{B}{2} - \overline{X}$$

ويجب أن تكون اللامركزية e أقل من $\frac{B}{6}$.

ويحسب معامل الأمان ضد الانزلاق من نسبة قوى المقاومة إلى قوى التحرك ويجب ألا يقل عن ١,٥٠ للردم الرملي و عن ٢,٠٠ للردم الطيني.

$$F_{SL} = \frac{\sum resisting.\,forces}{\sum driving.\,forces} \succ 1.5$$

ويجب كذلك أن يكون استقرار الحائط الساند ضد الانقلاب. ويحسب معامل الاتزان ضد الانقلاب من مجموع العزوم المسببة للدوران ومجموع العزوم المقاومة للدوران حول طرف القدم. ويجب أن لايقل هذا المعامل عن ١,٥٠ للردم الرملي وأن لا يقل عن ٢,٠٠ للردم الطيني.

$$F_{ov} = \frac{M_{St}}{M_{OV}} \geq 1.5$$

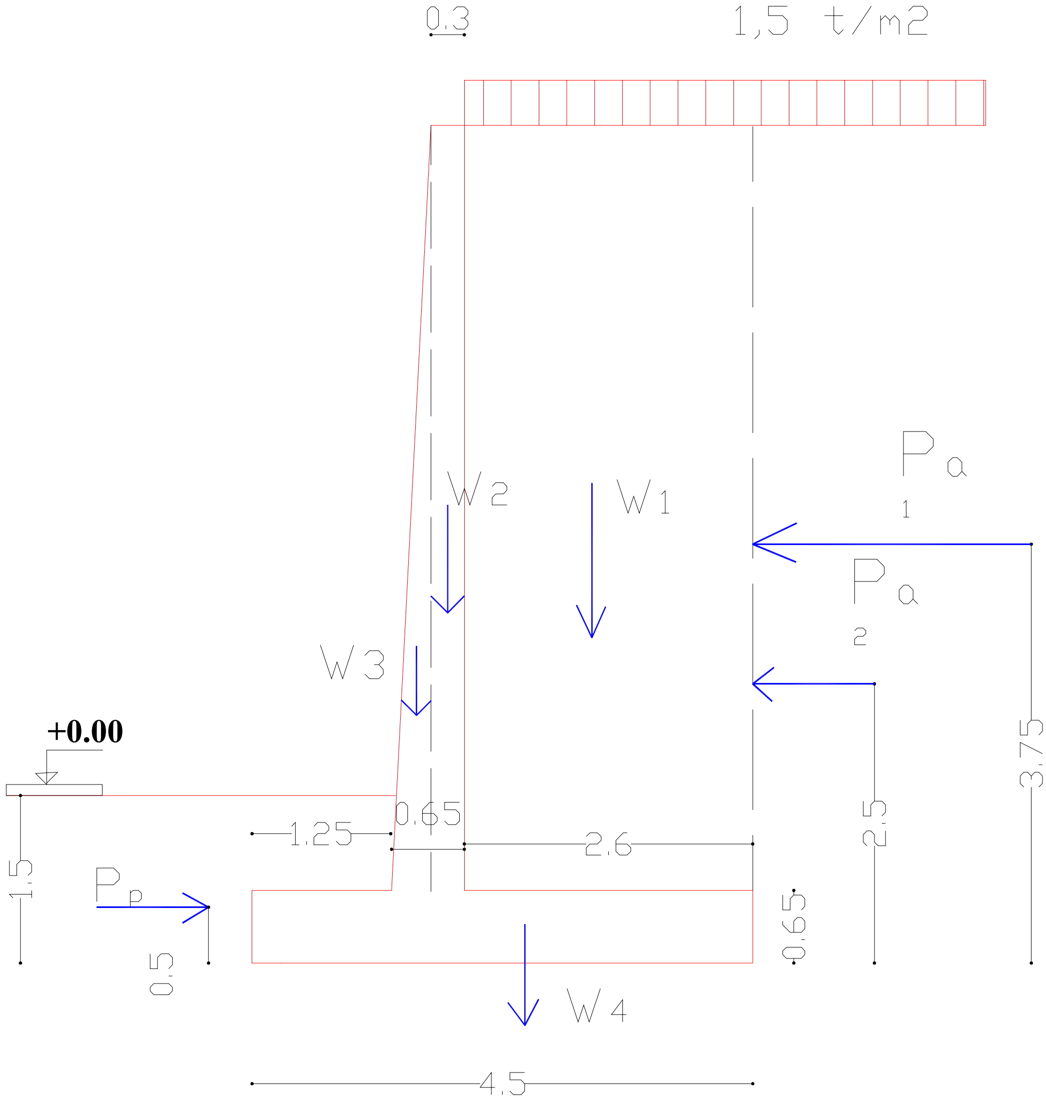
حيث:

M_{St} : عزم الاستقرار.

M_{OV} : عزم الانقلاب الناتج عن الضغط والمأخوذ حول الحافة الأمامية للقاعدة.

مثال ٢:

صمم حائطاً كابولياً لردم رملي ذا سطح أفقي ويحمل حملا موزعا مقداره ١,٥٠ طن/م^{٢} وارتفاعه ٧,٥٠ متر وعمق التأسيس ١,٥٠ متر تحت سطح الحفر والتربة التحتية من نفس نوع الردم وإن كانت قيمة وحدة الأوزان ١,٧ طن/م^{٣} وزاوية الاحتكاك الداخلي ٣٠$^{\circ}$.



الحل:

نأخذ الأبعاد التالية.

B =4,5 m

طول القدم = ١,٢٥ متر.

١) ضغط التربة:

$$K_a = \left[\frac{1-Sin\phi}{1+Sin\phi}\right] = 1/3$$

$$K_p = \frac{1}{K_a} = 3$$

$$P = W \times H \times K_a = W \times H \times \left[\frac{1 - Sin\phi}{1 + Sin\phi}\right]$$

P_{a1}=1.5x(1/3)x7.5=3.75 t/m

P_{a2}=(1/2) x1.7x$(7.5)^2$x (1/3)=15.94 t/m

P_p=(1/2) x1.7x$(1.5)^2$x (3)=5.74 t/m

حيث:

P_p = القوة المقاومة للانزلاق.

٢) الأحمال الرأسة:

W_1= 1.5x2.6 +(6.85x2.6x1.7) = 34.177 t/m

W_2= 0.3x6.85x2.5 = 5.138 t/m

W_3= 0.35x6.85x2.5/2 = 2.997 t/m

W_4= 0.65x4.5x2.5 = 7.313 t/m

ΣV = 34.177 + 5.138 + 2.997 + 7.313 = 49.625 t/m

اتزان الحائط: Wall Stability

حساب العزوم حول القدم: ΣM/Toe

ΣM/Toe = (34.177x3.2) + (5.138x1.75) + (2.997x1.48) + (7.313 x2.25)+ (5.74x0.50)-(3.75x3.75)-(15.94x2.5) = 142.118 – 53.913 = 86.22 t.m/m.

استقرار الحائط الساند ضد الانقلاب (over-turning)

$$F_{ov} = \frac{M_{St}}{M_{OV}} = \frac{\sum Resisting.Moment}{\sum Overturning.moment} = \frac{142.17}{53.913} = 2.635 \geq 1.5$$

O.K.

تحديد اللامركزية e:

$$\overline{X} = \frac{88.22}{49.625} = 1.78m$$

$$e = \frac{B}{2} - \overline{X} = \frac{4.5}{2} - 1.78 = 0.47 \prec \frac{B}{6} = \frac{4.5}{6} 0.75$$

O.K.

ΣM/base = ΣV x e = 49.625 x 0.47 = 23.324 tm/m.

إجهاد عند القدم

$$f_{toe} = \frac{49.625}{4.5} + \frac{23.324 \times 6}{(4.5)^2} = 11.03 + 6.91 = 17.94 t/m^2$$

إجهاد عند الكعب

$$f_{heel} = \frac{49.625}{4.5} - \frac{23.324 \times 6}{(4.5)^2} = 11.03 - 6.91 = 4.12 t/m^2$$

استقرار الحائط الساند ضد الانزلاق **(Sliding)**:

Driving Force = Pa1 + Pa2 = 3.75 + 15.94 =19.69 t/m

Resisting Force = Pp + V tan Φ = 5.74 + 49.625 x 0.5774 = 34.39 t/m.

$$F_{SL} = \frac{\sum resisting.forces}{\sum driving.forces} = \frac{34.39}{19.69} = 1.75 \succ 1.5$$

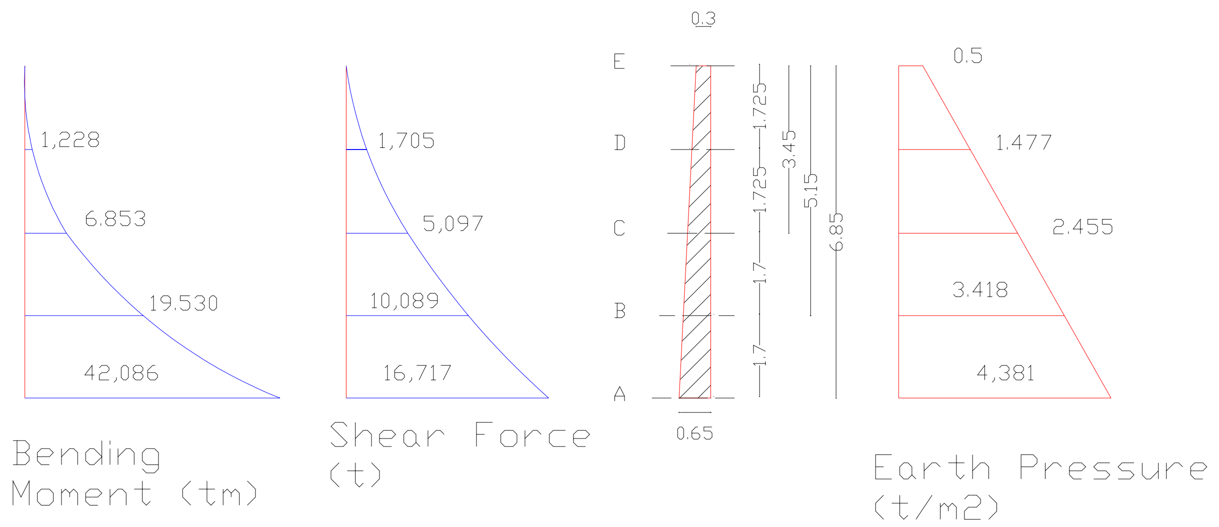
OK

Design of Stem:

ارتفاع التراب فوق ظهر القاعدة = ٧,٥٠ – ٠,٦٥ = ٦,٨٥ متر.

وهذا الارتفاع هو المؤثر على ارتفاع stem الذي يساوي كذلك ٦,٨٥ متر.

يقسم مثلث ضغط الأتربة إلى أربعة أقسام أفقية ورأسية وينتج عنه الرسم التالي:



ضغط التربة :Earth Pressure:

$P_D = (1.5 \text{ x}1/3) + (1.7 \text{ x } 1.725 \text{ x } 1/3) = 0.5 + 0.977 = 1.477 \text{ t/m}^2.$

$P_C = (1.5 \text{ x}1/3) + (1.7 \text{ x } 3.45 \text{ x } 1/3) = 0.5 + 1.955 = 2.455 \text{ t/m}^2.$

$P_B = (1.5 \text{ x}1/3) + (1.7 \text{ x } 5.15 \text{ x } 1/3) = 0.5 + 2.918 = 3.418 \text{ t/m}^2.$

$P_A = (1.5 \text{ x}1/3) + (1.7 \text{ x } 6.85 \text{ x } 1/3) = 0.5 + 3.881 = 4.381 \text{ t/m}^2.$

قوة القص :Shear Force

$V_D = (0.5 \text{ x } 1.725) + (0.977 \text{ x } 1.725 \text{ x } 1/2) =0.862 + 0.843 = 1.705 \text{ t.}$

$V_C = (0.5 \text{ x } 3.45) + (1.955 \text{ x } 3.45 \text{ x } 1/2) =1.725 + 3.372 = 5.097 \text{ t.}$

$V_B = (0.5 \text{ x } 5.15) + (2.918 \text{ x } 5.15 \text{ x } 1/2) = 2.575 + 7.513 = 10.089$ t.

$V_A = (0.5 \text{ x } 6.85) + (3.881 \text{ x } 6.85 \text{ x } 1/2) = 3.425 + 13.292 = 16.717$ t.

عزم الانحناء: **Bending Moment**

$$M_D = \frac{0.5\times(1.725)^2}{2} + \left(\frac{0.977\times1.725}{2}\times\frac{1.725}{3}\right) = 0.744 + 0.484 = 1.228 \text{ t.m}$$

$$\text{t.m. } M_C = \frac{0.5\times(3.45)^2}{2} + \left(\frac{1.955\times3.45}{2}\times\frac{3.45}{3}\right) = 2.975 + 3.878 = 6.853$$

$$\text{t.m. } M_B = \frac{0.5\times(5.15)^2}{2} + \left(\frac{2.918\times5.15}{2}\times\frac{5.15}{3}\right) = 6.630 + 12.900 = 19.530$$

$$\text{t.m. } M_A = \frac{0.5\times(6.85)^2}{2} + \left(\frac{3.881\times6.85}{2}\times\frac{6.85}{3}\right) = 11.730 + 30.356 = 42.086$$

<u>Section A:</u>

Assume $f_c = 60$ kg / cm2 ($f_{cu} = 250$ kg / cm^2)

And $f_s = 1400$ kg/cm2 (mild steel 37—24/35)

i.e. From table (4-1)

$k_1 = 0.313$ and $k_2 = 1217$

عند حساب عمق القطاع الخرساني (d) نأخذ شريحة من الحائط بعرض ١,٠ متر (.b=100cm)

$$d = k_1\sqrt{\frac{M}{b}} = 0.313\sqrt{\frac{42,086\times100000}{100}} = 64.21 \text{ cm.}$$

Take t = 70.0 cm

$d_{act.}$ = t – cover = 70.0 – 5 = 65.0 cm.

حساب مساحة مقطع حديد التسليح لمقاومة العزم :

$$A_s = \frac{M\times10^5}{k_2\times d} = \frac{42.86\times10^5}{1217\times65} = 54.18 \text{ cm}^2\text{/m}$$

Choose 12 Ø 24 mm/m (54.24cm^2/m)

Section B:

$$d = 0.313\sqrt{\frac{19.530\times 100000}{100}} = 43.74 \text{ cm.}$$

t = 60.0 cm

$d_{act.}$ = t – cover = 60.0 – 5 = 55.0 cm.

$$A_s = \frac{M\times 10^5}{k_2\times d} = \frac{19.55\times 10^5}{1217\times 55} = 29.20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Choose 12 Ø 20 mm/m (39.6 cm^2/m)

Section C:

$$d = 0.313\sqrt{\frac{6.853\times 100000}{100}} = 25.91 \text{ cm.}$$

t = 50.0 cm

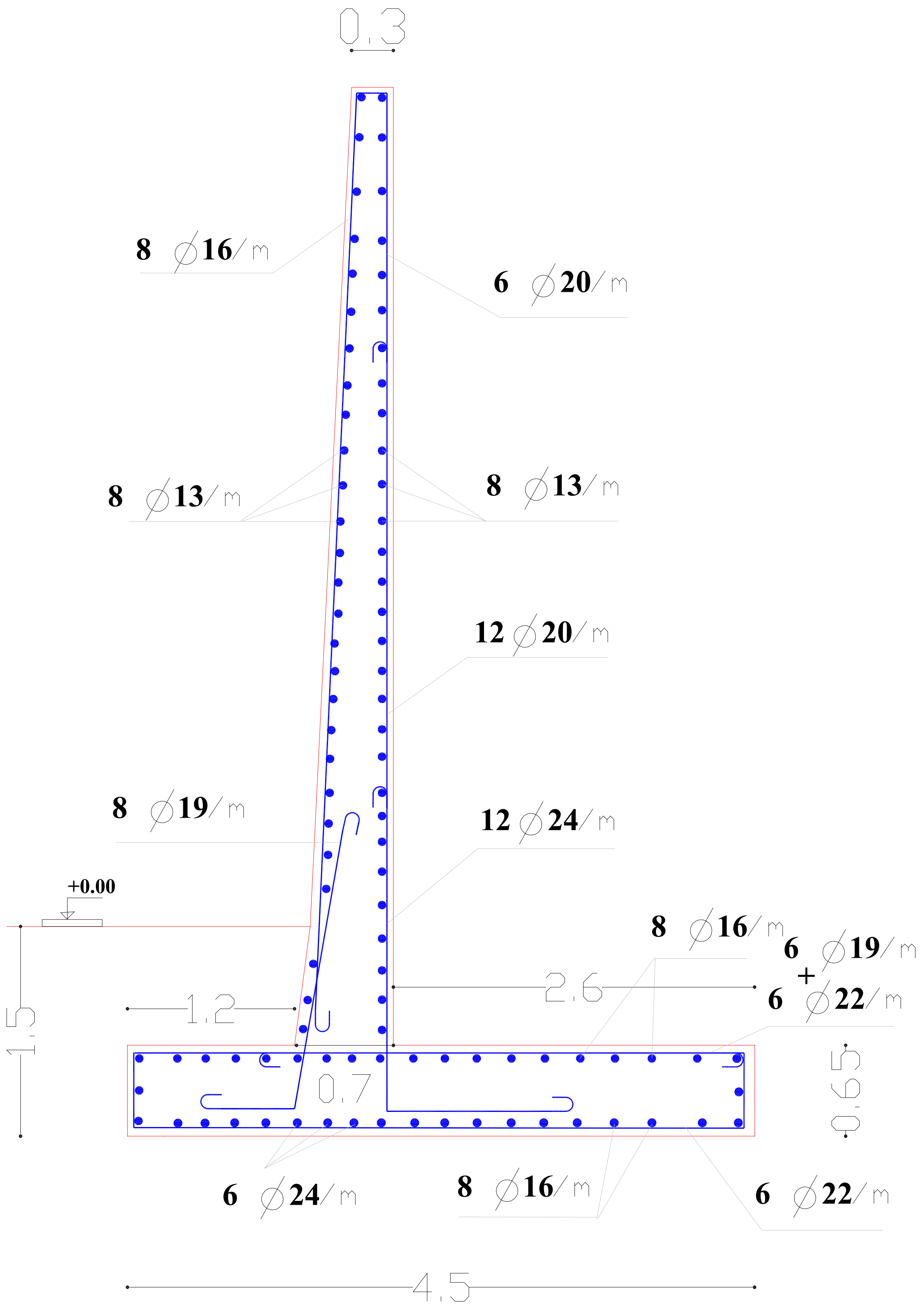
$d_{act.}$ = t – cover = 50.0 – 5 = 45.0 cm.

$$A_s = \frac{M\times 10^5}{k_2\times d} = \frac{6.853\times 10^5}{1217\times 45} = 12.51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Choose 6 Ø 20 mm/m (19.8 cm^2/m)

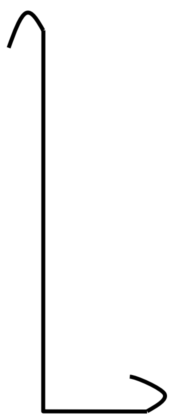
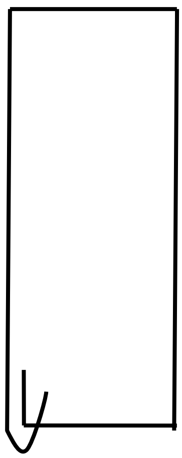
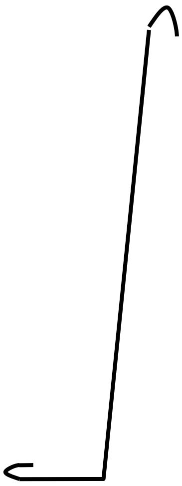
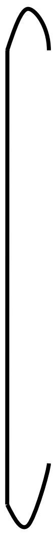
Check: A_s min = 0.25% A_c = 0.25/100 ×70×100 = 17.5 cm^2

شكل رقم (٨،٨) يبين نموذجا لتفاصيل حديد تسليح لحائط ساند كابولي من الخرسانة المسلحة.



شكل (رقم ٨،٨): نموذج لتفاصيل حديد تسليح لحائط كابولي من الخرسانة المسلحة.

جدول رقم ٢,٨ : جدول التسليح

Φ (مم)	٢٤	٢٠	٢٠	٢٢	١٩	١٦
عدد	١٢	١٢	٦	٦	٨	٨
ضغط أو شد	شد	شد	شد	ضغط أو شد	شد	ضغط
طول (سم)	٣٦٠	٣٠٠	٦٦٠	٩٩٠	٣٠٠	٧٢٠
						

المراجع (References)

1) BS 8110 – 1985
2) CP 110 , 1972
3) Jack C. McCormack ″Design of Reinforced Concrete″ Fourth Edition Copyright © 1998 by Addison Wesley Longman, Inc.
4) James G. Macgregor ″Reinforced Concrete – Mechanics and Design″ Third Edition © 1997 Prentice-Hall, Inc.

٥) د.مهندس حبيب مصطفي زين العابدين ″تصميم المنشآت الخرسانية المسلحة طبقا لنظرية المقاومة القصوى ″ شركة العبيكان - الرياض .

٦) ″الكود المصري لتصميم وتنفيذ المنشآت الخرسانية المسلحة ″١٩٨٩ والمعدل في ١٩٩٥.

7) M. Hillal ″Fundamentals of reinforced and pre-stressed concrete″ Dar El-Nashr Cairo 1992.
8) Reynolds, C.E and Steadman, J.C ″Reinforced Concrete Designers″ Handbook 9th Edition. -1981.
9) Robert Park and William L. Gamble. ″Reinforced Concrete Slabs″ Second Edition John Wiley & Sons Inc 2000.
10) Shaker El-Behairy, ″Reinforced Concrete Design Handbook″ Part I , II and III Fifth Edition Dar-El-Nashr-Cairo 1998.

المحتويات